

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU**

***Faculté du Génie de la Construction***

***Département de Génie Civil***

## **Mémoire de fin d'étude**

**Obtention du diplôme de Master professionnel en  
Génie civil Option Construction Métallique**

# **Thème**

**Etude d'un bâtiment en construction métallique R+2 a usage multiple  
(Commerciale et Administratif)**

**Réalisé par :**

**Mr. SAIDJ AKLI**

**Examineurs :**

**Mr. DAHMANI**

**Mr. ILLOULI**

**Encadreur :**

**Mr. BOUDJEMIA**

**Promotion : 2021/2022**

# Remercîment

*En premier lieu, je remercie dieu le tout puissant de m'avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de finir ce mémoire.*

*Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide de l'encadrement de Mr BOUDJEMIA, qui m'a dirigé, conseillé pour le bon déroulement de ce travail, je le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa disponibilité, pour sa patience et sa rigueur.*

*Mes remercîments s'adresse à tous les enseignants de la formation construction métallique, pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve, en particulier Mr DAHMANI.*

*Enfin, je tien a remercié les membres du jury pour avoir accepté d'examiner ce modeste travail, et tous ceux qui m'ont aidés et m'ont offert le soutien tout au long de mon parcours.*

*Merci*



## *Dédicace*

*Je dédie ce travail à mes chers parents qui ont été toujours à mes côtés et m'ont toujours soutenu tout au long de ces longues années d'étude. En signe de reconnaissance, qu'ils trouvent ici, l'expression de ma profonde gratitude pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts et de moyens pour me voir réussir dans mes études.*

*C'est un moment de plaisir de dédier ce travail, à mes frères, KARIM et HAKIM et à ma sœur CÉLIA, et à tous mes amis qui m'ont aidé, en particulier MASSINISSA.*

*Merci ...*

*Ali*

# Sommaire

## CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET

1) INTRODUCTION :.....	2
2) DONNEES ET CARACTERISTIQUES DU PROJET :.....	2
3) GEOMETRIE DE L'OUVRAGE :.....	2
4) CARACTERISTIQUES DES PLANCHERS.....	2
5) CARACTERISTIQUE DE LA TOITURE :.....	2
6) LES FAÇADES :.....	3
7) MATERIAUX UTILISES :.....	3
A) ACIER.....	3
B) BETON :.....	4
8) REGLEMENTS TECHNIQUES UTILISES :.....	5

## CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

1) INTRODUCTION :.....	7
2) II.1 ETUDE AU VENT :.....	7
A) DIRECTION DU VENT :.....	7
B) LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES:.....	8
C) DETERMINATION DES DIFFERENTS PARAMETRES ET COEFFICIENTS DE CALCUL : ..	9
D) CALCUL DE LA PRESSION DYNAMIQUE DE POINTE $Q_p(Z)$ : (RNV 2013, §2.3).....	12
E) DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE PRESSION EXTERIEURE ET INTERIEURE (CPE, CPI): .....	14
F) FORCE DE FROTTEMENT : (RNV 2013, §4).....	37
G) ACTION D'ENSEMBLE : (RNV 2013, §2.6) .....	38
H) CALCUL DE STABILITE D'ENSEMBLE :.....	41
3) ETUDE A LA NEIGE : .....	43
A) DOMAINE D'APPLICATION : (RNV 2013§2).....	43
B) LA CHARGE DE NEIGE SUR LE SOL: (RNV 2013§4).....	43
C) COEFFICIENT DE FORME DE LA TOITURE : (RNV 2013§6) .....	44
D) CALCUL DES CHARGES DE NEIGE SUR LA TOITURE : (RNV 2013§3.1) .....	45
4) CONCLUSION : .....	46

# Sommaire

## CHAPITRE III : ÉTUDE ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

<b>1) INTRODUCTION :</b>	<b>48</b>
<b>2) ETUDE DE PANNE :</b>	<b>49</b>
A) DEFINITION :	49
B) LES CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DE LA TOITURE :	49
C) EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....	50
D) COMBINAISONS DE CHARGES LES PLUS DEFAVORABLES .....	53
E) VERIFICATION DE LA RESISTANCE A L'ETAT LIMITE ULTIME (ELU) :	54
F) VERIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS) :	62
G) VÉRIFICATION DE LA PANNE A L'AIDE DE LOGICIELS DE CALCUL ROBOT STRUCTURE ANALYSE :	62
<b>3) PRE DIMENSIONNEMENT DE L'ECHANTIGNOLLE :</b>	<b>65</b>
A) DEFINITION :	65
B) LES CHARGES LES PLUS DEFAVORABLES REVENANTS A L'ECHANTIGNOLE :	66
C) DIMENSIONNEMENT DE L'ECHANTIGNOLE :	67
<b>4) ETUDE DU POTELET :</b>	<b>68</b>
A) DEFINITION :	68
B) LES CARACTERISTIQUES DU POTELET.....	70
C) CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES REVENANTS AU POTELET :	70
D) VERIFICATION DE LA RESISTANCE A L'ETAT LIMITE ULTIME (ELU) :	71
E) VERIFICATION DE POTELET A L'AIDE DE LOGICIELS DE CALCUL ROBOT STRUCTURE ANALYSE :	78
<b>5) ETUDE DE LA POUTRE AU VENT :</b>	<b>82</b>
A) DEFINITION .....	82
B) CALCUL DES EFFORTS REVENANTS A LA POUTRE AU VENT :	82
C) SECTION DE LA DIAGONALE :	85
D) VERIFICATION A LA RESISTANCE ULTIME DE LA SECTION NETTE :	85
E) VERIFICATION DES PANNES (MONTANTS DE LA POUTRE AU VENT) A LA RESISTANCE :	86
<b>6) ETUDE DES LIERNES :</b>	<b>93</b>
A) DEFINITION :	93
B) DIMENSIONNEMENT DES LIERNES :	93
<b>7) CONCLUSION :</b>	<b>95</b>

# Sommaire

## CHAPITRE IV : ÉTUDE DES ESCALIERS

<b>1) INTRODUCTION</b> .....	<b>97</b>
<b>2) DEFINITION DES ELEMENTS CONSTITUANT LES ESCALIERS :</b> .....	<b>97</b>
<b>3) CHOIX DES DIMENSIONS :</b> .....	<b>98</b>
<b>4) DIMENSIONNEMENT DE LA CORNIERE (SUPPORT) :</b> .....	<b>98</b>
A) EVALUATION DES CHARGES : .....	99
B) DETERMINATION DE LA SECTION DE CORNIERE: .....	99
<b>5) DIMENSIONNEMENT DE LIMON ET DE LA TRAVERSE:</b> .....	<b>101</b>
A) LES CHARGES APPLIQUEES : .....	101
B) DETERMINATION DE LA SECTION DU LIMON: .....	102
C) LA TRAVERSE : .....	108
<b>6) CONCLUSION :</b> .....	<b>113</b>

## HAPITRE V : ÉTUDE DES PLANCHERS

<b>1) INTRODUCTION :</b> .....	<b>115</b>
<b>2) LES CARACTERISTIQUES DU PLANCHER:</b> .....	<b>115</b>
A) LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES : .....	115
B) LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX CONSTITUANT LE PLANCHER : .....	116
<b>3) LES CHARGES ET LES SURCHARGES REVENANTS AUX PLANCHERS :</b> .....	<b>118</b>
A) CALCUL DES CHARGES PERMANENTES DES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU PLANCHER : .....	118
B) SURCHARGES $Q_c$ ET $Q$ : .....	119
<b>4) ETUDE DES SOLIVES :</b> .....	<b>120</b>
A) CLASSE DE LA SECTION : .....	120
B) PHASE DE CONSTRUCTION (AVANT DURCISSEMENT DU BETON) .....	121
C) PHASE D'EXPLOITATION (APRES DURCISSEMENT DU BETON) : .....	125
<b>5) ETUDE DE LA POUTRE PRINCIPALE :</b> .....	<b>137</b>
A) CLASSE DE LA SECTION : .....	137
B) PHASE DE CONSTRUCTION (AVANT DURCISSEMENT DU BETON) .....	138
C) PHASE D'EXPLOITATION (APRES DURCISSEMENT DU BETON) : .....	141
<b>6) CONCLUSION :</b> .....	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

# Sommaire

## CHAPITRE VI : ÉTUDE D'UN PORTIQUE

<b>1) INTRODUCTION :</b> .....	<b>153</b>
<b>2) PORTIQUE A ETUDIER :</b> .....	<b>153</b>
<b>3) CARACTERISTIQUE DU PORTIQUE A ETUDIER :</b> .....	<b>153</b>
<b>4) EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES</b> .....	<b>154</b>
A) LES CHARGES PERMANENTES (G) : .....	154
B) SURCHARGE D'EXPLOITATION : .....	154
C) SURCHARGES DE LA NEIGE (N) : .....	154
D) SURCHARGES DU VENT (V) : .....	155
<b>5) COMBINAISONS DE CHARGES LES PLUS DEFAVORABLES</b> .....	<b>157</b>
A) A L'ELU : .....	157
B) A L'ELS : .....	157
<b>6) VERIFICATION DE LA RESISTANCE DU PORTIQUE :</b> .....	<b>158</b>
A) (CAS DE CHARGE : $1,35G + 1,5Q$ ) :.....	158
B) CAS DE CHARGE : $1,35G + 1,5N$ .....	170
<b>7) CONCLUSION :</b> .....	<b>174</b>

## HAPITRE VII : ÉTUDE SISMIQUE

<b>1) INTRODUCTION :</b> .....	<b>176</b>
<b>2) METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :</b> .....	<b>176</b>
A) CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE :.....	177
B) CALCUL DE POIDS DE LA STRUCTURE (W) :.....	180
C) DISTRIBUTION DES FORCES SISMIQUE SELON LA HAUTEUR : .....	184
D) DISTRIBUTION DE L'EFFORT TRANCHANT SELON LA HAUTEUR :.....	185
E) DISTRIBUTION HORIZONTALE DES FORCES SISMIQUES : .....	186
F) VERIFICATION DE LA RESISTANCE DU POTEAU AU CISAILLEMENT :.....	188

# Sommaire

## CHAPITRE VIII : ÉTUDE DES ASSEMBLAGES

<b>1) INTRODUCTION :</b> .....	<b>190</b>
<b>2) ASSEMBLAGES DE RIVE (POTEAUX-TRAVERSEES):</b> .....	<b>191</b>
A) LA DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES BOULONS :	191
B) EFFORTS DE CALCUL :	191
C) LES COMPOSANTS DE L'ASSEMBLAGE ET LEURS CARACTERISTIQUES:	192
D) CALCUL DE LA HAUTEUR DE LA PARTIE COMPRIMEE :	192
E) VERIFICATION A LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU MOMENT $M_{SD}$ :	193
F) RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE SOUS L'EFFORT TRANCHANT :	193
G) VERIFICATION A LA RESISTANCE DU POTEAU :	194
<b>3) ASSEMBLAGES DE RIVE FAITAGE:</b> .....	<b>198</b>
<b>4) ASSEMBLAGES TRAVERSE-TRAVERSE (ECLISSE):</b> .....	<b>209</b>
<b>5) BASE DE POTEAU:</b> .....	<b>221</b>

## CHAPITRE IX : PROTECTION DE LA STRUCTURE

<b>1) INTRODUCTION :</b> .....	<b>233</b>
<b>2) PROTECTION RESISTANTE AU FEU DES STRUCTURES EN ACIER</b> .....	<b>233</b>
A) PEINTURES INTUMESCENTES.....	233
B) PLAQUES RESISTANTES AU FEU .....	234
C) LES MORTIERS PROJETES RESISTANTS AU FEU :	235
<b>3) PROTECTION RESISTANTE A LA CORROSION :</b> .....	<b>235</b>
A) PROTECTIONS DE SURFACES :	235
B) PROTECTION CATHODIQUE :	236

# Liste des figures

## Chapitre I

FIGURE I.1 : LES RIDEAUX EN VERRES.....	3
FIGURE I.2 : DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATION DE L'ACIER .....	4

## Chapitre II

Figure II.1 : les directions du vent.....	7
FIGURE II.2 : LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES.....	8
FIGURE II.3 : HAUTEUR DE REFERENCE ZE ET LE PROFIL CORRESPONDANT DE LA PRESSION DYNAMIQUE. ....	13
FIGURE II.4 : DIRECTION DU VENT PERPENDICULAIRE AU PIGNON (SENS $V_P, V_1, V_1'$ )	14
FIGURE II.5 : DIMENSIONNEMENT DES ZONES A, B ET C.....	15
FIGURE II.6 : LES DIMENSIONS DES ZONES A, B ET C.....	15
FIGURE II.7 : LES VALEURS DE CPE QUI CORRESPONDENT A CHAQUE ZONE DES PAROIS VERTICALES.....	16
FIGURE II.8 : LA REPARTITION DES ZONES DE PRESSION SUR LA TOITURE.....	16
FIGURE II.9 : VALEUR DE PRESSION INTERIEURE $C_{PI}$ .....	19
FIGURE II.10 : LA REPARTITION DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LES PAROIS VERTICALES, CAS DE VENT DANS LE SENS $V_1$ .....	20
FIGURE II.11 : LA REPARTITION DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LES PAROIS VERTICALES, CAS DE VENT DANS LE SENS $V_1'$ .....	21
FIGURE II.12 : LA REPARTITION DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LES PAROIS VERTICALES, CAS DE VENT DANS LE SENS $V_P$ .....	22
FIGURE II.13 : LA REPARTITION DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LA TOITURE, CAS DE VENT DANS LE SENS $V_1$ .....	23
FIGURE II.14 : LA REPARTITION DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LA TOITURE, CAS DE VENT DANS LE SENS $V_1'$ .....	23
FIGURE II.15 : LA REPARTITION DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LA TOITURE, CAS DE VENT DANS LE SENS $V_P$ .....	24
FIGURE II.16 : DIRECTION DU VENT PERPENDICULAIRE AU LONG PAN.....	25
FIGURE II.17 : LEGENDE POUR LES PAROIS VERTICALES.....	26
FIGURE II.18 : DIMENSIONS DES ZONES.....	26
FIGURE II.19 : LES VALEURS DE CPE QUI CORRESPONDENT A CHAQUE ZONE DES PAROIS VERTICALES.....	27
FIGURE II.20 : LA REPARTITION DES ZONES DE PRESSION SUR LA TOITURE.....	28
FIGURE II.21 : VALEUR DE PRESSION INTERIEURE $C_{PI}$ .....	31

# Liste des figures

FIGURE II.22 : LA REPARTITION DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LES PAROIS VERTICALES, CAS DE VENT DANS LE SENS $V_2$ .....	32
FIGURE II.23 : LA REPARTITION DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LES PAROIS VERTICALES, CAS DE VENT DANS LE SENS $V_2'$ .....	33
FIGURE II.24 : LA REPARTITION DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LES PAROIS VERTICALES, CAS DE VENT DANS LE SENS $V_L$ .....	34
FIGURE II.25 : LA REPARTITION DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LA TOITURE, CAS DE VENT DANS LE SENS $V_2$ .....	35
FIGURE II.26 : LA REPARTITION DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LA TOITURE, CAS DE VENT DANS LE SENS $V_2$ .....	36
FIGURE II.27 : LA REPARTITION DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LA TOITURE, CAS DE VENT DANS LE SENS $V_2$ .....	37
FIGURE II.28 : L'AIRE DE L'ELEMENT DE SURFACE BALAYE PAR LE VENT .....	37
FIGURE II.29 : LES PAROIS PARALLELE ET PERPENDICULAIRE AU VENT .....	38
FIGURE II.30 : REPRESENTATION DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE POUR CHAQUE ZONE POUR LA DIRECTION DU VENT $V_p$ .....	39
FIGURE II.31 : REPRESENTATION DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE POUR CHAQUE ZONE POUR LA DIRECTION DU VENT $V_L$ .....	40
FIGURE II.32 : REPRESENTATION DES CHARGES PROVOQUANTE UN MOMENT DE RENVERSEMENT AU PIGNON .....	41
FIGURE II.33 : REPRESENTATION DES CHARGES PROVOQUANT UN MOMENT DE RENVERSEMENT AU LONG PAN .....	42
FIGURE II.34 : REPRESENTATION DES CHARGES STATIQUE DE NEIGE SUR LA TOITURE ET SUR LE SOL.....	44
FIGURE II.35 : CHARGE DE NEIGE REPARTIE SANS REDISTRIBUTION PAR LE VENT	45
FIGURE II.36 : CHARGE DE NEIGE REPARTIE AVEC REDISTRIBUTION PAR LE VENT.....	46

## Chapitre III

FIGURE III. 1 : DISPOSITION DE LA PANNE SUR LA TOITURE.	49
FIGURE III.2: DISPOSITIN DES PANNES SUR LA TRAVERSE. ....	50
FIGURE III. 3 : SCHEMA STATIQUE DES CHARGES PERMANENTES G SUR LES PANNES.....	51
FIGURE III. 4 : SCHEMA STATIQUE DES SURCHARGES D'ENTRETIEN E SUR LES PANNES.....	51
FIGURE III.5 : SCHEMA STATIQUE DES SURCHARGES DU VENT SUR LES PANNES....	52
FIGURE III.6 : SCHEMA STATIQUE DES SURCHARGES DE LA NEIGE SUR LES PANNES.....	52

# Liste des figures

FIGURE III.7 : SCHEMA STATIQUE DE CHARGE RESULTANTE VERTICALE QSD SUR LA PANNES. ....	53
FIGURE III.8 : LES CHARGES HORIZONTALES ET VERTICALES AGISSANT SUR LA PANNE. ....	54
FIGURE III.9 : PANNE DE TOITURE EN FLEXION SOUS LES DIFFERENTS PLANS DE CHARGEMENT .....	56
FIGURE III.10 : DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT MY.....	57
FIGURE III.11 : DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT MZ.....	57
FIGURE III.12: DIAGRAMMES DES EFFORTS TRANCHANTS VY ET VZ .....	59
FIGURE III.13 : DISPOSITION DE L'ECHANTIGNOLE.....	66
FIGURE III.14 : DISPOSITION DES POTELETS. ....	69
FIGURE III. 15: ENTRAXE DES TRAVERSES .....	70
FIGURE III.16 : REPRESENTATION DES CHARGES ET SURCHARGES SUR LE POTELET.....	71
FIGURE III.17 : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES .....	78
FIGURE III.18 : REPRESENTATION DES FORCES SUR LES TETES DES POTELETS. ....	83
FIGURE III.19 : REPRESENTATION DES FORCES APPLIQUER A LA POUTRE AU VENT.....	84
FIGURE III.20 : L'ENTRAXE DES TROUS DE LA CORNIERE.....	85
FIGURE III.21 : LA LIERNE DE TOITURE.....	93
FIGURE III.22 : LA REACTION AU NIVEAU DU LIERNE.....	93
FIGURE III.23 : EFFORTS DANS LES LIERNES. ....	94

## Chapitre IV

FIGURE IV.1 : VUE EN 3D DE LA CAGE D'ESCALIERS 97	
FIGURE IV.2 : DISTRIBUTION DES CHARGES.....	99
FIGURE IV.3 : SCHEMA STATIQUE DE MOMENT FLECHISSANT .....	99
FIGURE IV.4 : SCHEMA STATIQUE D'EFFORT TRANCHANT .....	100
FIGURE IV.5 : L'ELEMENT LE PLUS SOLLICITE .....	101
FIGURE IV.6 : DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT .....	102
FIGURE IV.7 : DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT.....	102
FIGURE IV.8 : DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT .....	108
FIGURE IV.9 : DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT.....	108

# Liste des figures

## Chapitre V

<b>FIGURE V.1: LES COMPOSANTS D'UNE DALLE MIXTE.....</b>	<b>115</b>
<b>FIGURE V.2: CARACTERISTIQUES DU PLANCHER.....</b>	<b>115</b>
<b>FIGURE V.3: CARACTERISTIQUES DES PROFILE .....</b>	<b>116</b>
<b>FIGURE V.4: CARACTERISTIQUES DE LA TN 40 .....</b>	<b>117</b>
<b>FIGURE V.5: DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT (IPE500).....</b>	<b>122</b>
<b>FIGURE V.6: DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT (IPE400).....</b>	<b>122</b>
<b>FIGURE V.7: DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT (IPE500).....</b>	<b>123</b>
<b>FIGURE V.8: DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT (IPE400).....</b>	<b>124</b>
<b>FIGURE V.9: POUTRE MIXTE AVEC NERVURES PERPENDICULAIRE A L'AXE DU PROFILE .....</b>	<b>126</b>
<b>FIGURE V.10: LONGUEUR DES SOLIVES .....</b>	<b>127</b>
<b>FIGURE V.11: LARGEUR PARTICIPANTE DE DALLE POUR UNE POUTRE DE PLANCHER .....</b>	<b>127</b>
<b>FIGURE V.12:DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT (SOLIVE 1) .....</b>	<b>128</b>
<b>FIGURE V.13: DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT (SOLIVE 2) .....</b>	<b>129</b>
<b>FIGURE V.14: DISTRIBUTION PLASTIQUE DES CONTRAINTES AVEC AXE NEUTRE DANS LA SEMELLE SUPERIEURE .....</b>	<b>131</b>
<b>FIGURE V.15: GOUJON SOUDE AVEC DALLE MIXTE.....</b>	<b>133</b>
<b>FIGURE V.16: LONGUEUR CRITIQUE AB ET BC DE LA SOLIVE .....</b>	<b>136</b>
<b>FIGURE V.17: DISTANCE ENTRE DEUX GOUJONS .....</b>	<b>136</b>
<b>FIGURE V.18: SURFACE D'INFLUENCE (POUTRE PRINCIPALE).....</b>	<b>138</b>
<b>FIGURE V.19: DIAGRAMME DE MOMENT FLECHISSANT (POUTRE PRINCIPALE) .....</b>	<b>139</b>
<b>FIGURE V.20: DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT (POUTRE PRINCIPALE) .....</b>	<b>140</b>
<b>FIGURE V.21: POUTRE MIXTE AVEC NERVURES PARALLELE A L'AXE DU PROFILE .....</b>	<b>141</b>
<b>FIGURE V.22: LARGEUR PARTICIPANTE DE DALLE POUR UNE POUTRE DE PLANCHER .....</b>	<b>143</b>
<b>FIGURE V.23: DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT D'UNE POUTRE PRINCIPALE MIXTE .....</b>	<b>144</b>
<b>FIGURE V.24: DISTRIBUTION PLASTIQUE DES CONTRAINTES AVEC AXE NEUTRE DANS LA SEMELLE SUPERIEURE (FLEXION POSITIVE) .....</b>	<b>145</b>
<b>FIGURE V.25: DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT (POUTRE ENCASTRE) .....</b>	<b>146</b>
<b>FIGURE V.26 : DISTRIBUTION PLASTIQUE DES CONTRAINTES AVEC AXE NEUTRE DANS LA SEMELLE SUPERIEURE (FLEXION POSITIVE) .....</b>	<b>147</b>
<b>FIGURE V.27: GOUJON SOUDE AVEC DALLE MIXTE.....</b>	<b>148</b>
<b>FIGURE V.28: ESPACEMENT ENTRE GOUJON.....</b>	<b>150</b>

# Liste des figures

## Chapitre VI

FIGURE VI.1 : PORTIQUE INTERMEDIAIRE.....	153
FIGURE VI.2 : PRESSION AERODYNAMIQUE VENT AU PIGNON.....	156
FIGURE VI.3 : PRESSION AERODYNAMIQUE VENT AU LONG PAN.....	157
FIGURE VI.4 : LES ELEMENTS LES PLUS SOLLICITE .....	158
FIGURE VI.5 : DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT .....	158
FIGURE VI.6 : DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT.....	159
FIGURE VI.7: DIAGRAMMES DE L'EFFORT NORMAL .....	159
FIGURE VI.6 : DIAGRAMMES DU MOMENT FLECHISSANT .....	170
FIGURE VI.7 : DIAGRAMMES DE L'EFFORT TRANCHANT.....	170

## Chapitre VII

FIGURE VII.1 : DISTRIBUTION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES SELON LA HAUTEUR .....	185
FIGURE VII.2 : DISTRIBUTION DES EFFORTS TRANCHANT SELON LA HAUTEUR.....	185

## Chapitre VIII

FIGURE VIII.1 : ASSEMBLAGES DEMONTABLES .....	190
FIGURE VIII.2 : ASSEMBLAGE PERMANANT .....	190
FIGURE VIII.3 : ASSEMBLAGE POTEAU-TRAVERSE .....	191
FIGURE VIII.4 : LA DISPOSITION DES BOULONS .....	192
FIGURE VIII.5 : AME DU POTEAU DANS LA ZONE COMPRIMEE .....	195
FIGURE VIII.6 : ASSEMBLAGE FAITAGE.....	198
FIGURE VIII.7 : DETAIL DE L'ASSEMBLAGE FAITAGE.....	199
FIGURE VIII.8 : ASSEMBLAGE POUTRE-POUTRE .....	209
FIGURE VIII.9 : DETAIL DE L'ASSEMBLAGE ASSEMBLAGE POUTRE-POUTRE.....	210
FIGURE VIII.10 : DETAIL DE L'ASSEMBLAGE ASSEMBLAGE POUTRE-POUTRE.....	210
FIGURE VIII.11 : ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU .....	221
FIGURE VIII.12 : DETAIL DE L'ASSEMBLAGE ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU.....	222

## Chapitre IX

FIGURE IX.1 : REACTION DE PEINTURE INTUMESCENTE AU FEU.....	234
FIGURE IX.2 : LES PLAQUES RESISTANTES AU FEU.....	234
FIGURE IX.3 : MORTIERS PROJETES RESISTANTS AU FEU.....	235

# Liste des tableaux

## CHAPITRE II :

<b>TABLEAU II.1: LES SURFACES DES OUVERTURES .....</b>	<b>8</b>
<b>TABLEAU II.2 : DEFINITION DES CATEGORIES DE TERRAIN.....</b>	<b>9</b>
<b>TABLEAU II.3 : COEFFICIENTS DE TOPOGRAPHIE.....</b>	<b>10</b>
<b>TABLEAU II.4: PRESSION DYNAMIQUE DE REFERENCE.....</b>	<b>12</b>
<b>TABLEAU II.5 : LES SURFACES DES ZONES CHARGEES (PAROIS VERTICALES) (S EN M<sup>2</sup>).....</b>	<b>15</b>
<b>TABLEAU II.7 : LES SURFACES DES ZONES CHARGEES POUR LA TOITURE (S EN M<sup>2</sup>). .....</b>	<b>17</b>
<b>TABLEAU II.8 : COEFFICIENTS DE PRESSION EXTERIEURE POUR TOITURES A DEUX VERSANTS .....</b>	<b>17</b>
<b>TABLEAU II.9 : LES VALEURS DE C<sub>PE,10</sub> ET C<sub>PE,1</sub> POUR L'ANGLE <math>\alpha=9,31^\circ</math> .....</b>	<b>18</b>
<b>TABLEAU II.10 : LES SURFACES DES FAÇADES VERTICALES (S EN M<sup>2</sup>). .....</b>	<b>18</b>
<b>TABLEAU II.11 : VALEURS DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LES PAROIS VERTICALES, CAS DE VENT DANS LE SENS V<sub>1</sub>.....</b>	<b>20</b>
<b>TABLEAU 12 : VALEURS DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LES PAROIS VERTICALES, CAS DE VENT DANS LE SENS V<sub>1</sub>' .....</b>	<b>21</b>
<b>TABLEAU 13 : VALEURS DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LES PAROIS VERTICALES, CAS DE VENT DANS LE SENS V<sub>P</sub>.....</b>	<b>21</b>
<b>TABLEAU II.14 : VALEURS DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LA TOITURE, SENS V<sub>1</sub> .....</b>	<b>22</b>
<b>TABLEAU II.15 : VALEURS DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LA TOITURE, SENS V<sub>1</sub>' .....</b>	<b>23</b>
<b>TABLEAU II.16 : VALEURS DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LA TOITURE, SENS V<sub>P</sub>.....</b>	<b>24</b>
<b>TABLEAU II.17 : LES SURFACES DES ZONES CHARGEES (PAROIS VERTICALES) (S EN M<sup>2</sup>) .....</b>	<b>26</b>
<b>TABLEAU II.18: COEFFICIENTS DE PRESSIONS EXTERIEURES (PAROIS VERTICALES).....</b>	<b>27</b>
<b>TABLEAU II.19 : LES SURFACES DES ZONES CHARGEES DE LA TOITURE (S EN M<sup>2</sup>).....</b>	<b>28</b>
<b>TABLEAU II.20 : COEFFICIENTS DE PRESSION EXTERIEURE POUR TOITURES A DEUX VERSANTS.....</b>	<b>29</b>
<b>TABLEAU II.21 : LES VALEURS DE C<sub>PE,10</sub> ET C<sub>PE,1</sub> POUR L'ANGLE <math>\alpha= 9,31^\circ</math> .....</b>	<b>30</b>
<b>TABLEAU II.22 : LES SURFACES DES FAÇADES VERTICALES (S EN M<sup>2</sup>). .....</b>	<b>30</b>

# Liste des tableaux

<b>TABLEAU II.23 : VALEURS DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LES PAROIS VERTICALES, CAS DE VENT DANS LE SENS <math>V_2</math></b> .....	<b>32</b>
<b>TABLEAU II.24 : VALEURS DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LES PAROIS VERTICALES, CAS DE VENT DANS LE SENS <math>V_2'</math></b> .....	<b>33</b>
<b>TABLEAU II.25 : VALEURS DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LES PAROIS VERTICALES, CAS DE VENT DANS LE SENS <math>V_L</math></b> .....	<b>33</b>
<b>TABLEAU II.26 : VALEURS DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LA TOITURE, SENS <math>V_2</math></b> .....	<b>34</b>
<b>TABLEAU II.27 : VALEURS DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LA TOITURE, CAS DE VENT DANS LE SENS <math>V_2'</math></b> .....	<b>35</b>
<b>TABLEAU II.28 : VALEURS DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LA TOITURE, CAS DE VENT DANS LE SENS <math>V_L</math></b> .....	<b>36</b>
<b>TABLEAU II.29 : VALEURS DES FORCES HORIZONTALES ET VERTICALES (VENT <math>V_P</math>)</b> .....	<b>40</b>
<b>TABLEAU II.30 : VALEURS DES FORCES HORIZONTALES ET VERTICALES (VENT <math>V_L</math>)</b> .....	<b>41</b>
<b>TABLEAU II.31 : VALEURS DES COEFFICIENTS DE FORME <math>M_1</math> ET <math>M_2</math></b> .....	<b>44</b>

## CHAPITRE III :

<b>TABLEAU III.1 : VALEURS EMPIRIQUES POUR LE PRE DIMENSIONNEMENT D'UN HALLE INDUSTRIELLE</b> .....	<b>48</b>
<b>TABLEAU III. 2: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES D'IPE180</b> .....	<b>54</b>
<b>TABLEAU III.3: CARACTERISTIQUES STATIQUES DE L'IPE180</b> .....	<b>55</b>
<b>TABLEAU III.4 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE DE L'IPE 200</b> .....	<b>72</b>
<b>TABLEAU III.5: CARACTERISTIQUES STATIQUES DE L'IPE 200</b> .....	<b>72</b>
<b>TABLEAU III.6: COEFFICIENTS MINORATEUR <math>\beta_1</math> ET <math>\beta_2</math></b> .....	<b>85</b>

## CHAPITRE V :

<b>TABLEAU V.1: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES PROFILE</b> .....	<b>116</b>
<b>TABLEAU V.2: CARACTERISTIQUES STATIQUES DES PROFILE</b> .....	<b>117</b>
<b>TABLEAU V.3: CARACTERISTIQUES DE LA TN 40</b> .....	<b>117</b>
<b>TABLEAU V.4: CARACTERISTIQUES DU BETON C 25/30</b> .....	<b>118</b>
<b>TABLEAU V.5: LA CHARGE PERMANANT AVANT DURCISSEMENT DU BETON</b> .....	<b>119</b>
<b>TABLEAU V.6: LA CHARGE PERMANANT APRES DURCISSEMENT DU BETON</b> .....	<b>119</b>

# Liste des tableaux

<b>TABLEAU V.7: LA CHARGE CONSTRUCTION ET D'EXPLOITATION AGISSANT SUR LES DEUX PLANCHERS .....</b>	<b>120</b>
<b>TABLEAU V.8 : LES CHARGES PERMANENT AGISSANTES SUR LES SOLIVES:.....</b>	<b>121</b>
<b>TABLEAU V.9 : LES CARACTERISTIQUES DES POUTRES MIXTE DE CHAQUE PLANCHER : .....</b>	<b>126</b>
<b>TABLEAU V.10 : LES CHARGES PERMANENTES AGISSANTES SUR LES SOLIVES DE CHAQUE PLANCHER.....</b>	<b>126</b>
<b>TABLEAU V.11 : SURCHARGES D'EXPLOITATIONS AGISSANT SUR LES DEUX PLANCHERS .....</b>	<b>127</b>
<b>TABLEAU V.12 : LIMITE SUPERIEURE DU FACTEUR DE REDUCTION <math>K_{T_{MAX}}</math> .....</b>	<b>134</b>
<b>TABLEAU V.13 : LES CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE PRINCIPALE MIXTE: .....</b>	<b>142</b>

## CHAPITRE VI :

<b>TABLEAU VI.1: LA CHARGE CONSTRUCTION ET D'EXPLOITATION AGISSANT SUR LES DEUX PLANCHERS.....</b>	<b>154</b>
<b>TABLEAU VI.2 : VALEURS DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LES PAROIS SENS <math>V_P</math> .....</b>	<b>155</b>
<b>TABLEAU VI.3 : VALEURS DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LA TOITURE, SENS <math>V_P</math> .....</b>	<b>155</b>
<b>TABLEAU VI.4 : VALEURS DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LES PAROIS SENS <math>V_L</math> .....</b>	<b>156</b>
<b>TABLEAU VI.5 : VALEURS DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LA TOITURE, SENS <math>V_L</math> .....</b>	<b>156</b>

## CHAPITRE VII :

<b>TABLEAU VII.1: COEFFICIENT D'ACCELERATION A.....</b>	<b>177</b>
<b>TABLEAU VII.2 : POURCENTAGE D'AMORTISSEMENT CRITIQUE .....</b>	<b>178</b>
<b>TABLEAU VII.3 : COEFFICIENT <math>C_T</math>.....</b>	<b>178</b>
<b>TABLEAU VII.4 : LA PERIODE CARACTERISTIQUE .....</b>	<b>179</b>
<b>TABLEAU VII.5 : VALEURS DES PENALITES <math>P_Q</math> .....</b>	<b>180</b>
<b>TABLEAU VII.6 : POIDS DES PROFILES DE TOITURE .....</b>	<b>181</b>
<b>TABLEAU VII.7 : POIDS DES ELEMENTS DE TOITURE .....</b>	<b>181</b>
<b>TABLEAU VII.8 : POIDS DES PROFILES DU PLANCHER 1 .....</b>	<b>181</b>
<b>TABLEAU VII.9 : POIDS DES PROFILES DU PLANCHER 2 .....</b>	<b>182</b>
<b>TABLEAU VII.10 : POIDS DES ELEMENTS DE PLANCHER .....</b>	<b>182</b>
<b>TABLEAU VII.11 : POIDS DES POTEAUX.....</b>	<b>183</b>

# Liste des tableaux

<b>TABLEAU VII.12 : POIDS DES ELEMENTS VERTICAUX.....</b>	<b>183</b>
<b>TABLEAU VII.13 : DISTRIBUTION DE LA FORCE SISMIQUE (FILE DE RIVE SENS XX).....</b>	<b>187</b>
<b>TABLEAU VII.14 : DISTRIBUTION DE LA FORCE SISMIQUE (FILE DE INTERMEDIAIRE SENS XX).....</b>	<b>187</b>
<b>TABLEAU VII.15 : DISTRIBUTION DE LA FORCE SISMIQUE (FILE DE RIVE SENS XX).....</b>	<b>188</b>
<b>TABLEAU VII.16 : DISTRIBUTION DE LA FORCE SISMIQUE (FILE DE INTERMEDIAIRE SENS YY).....</b>	<b>188</b>

# *Introduction générale*

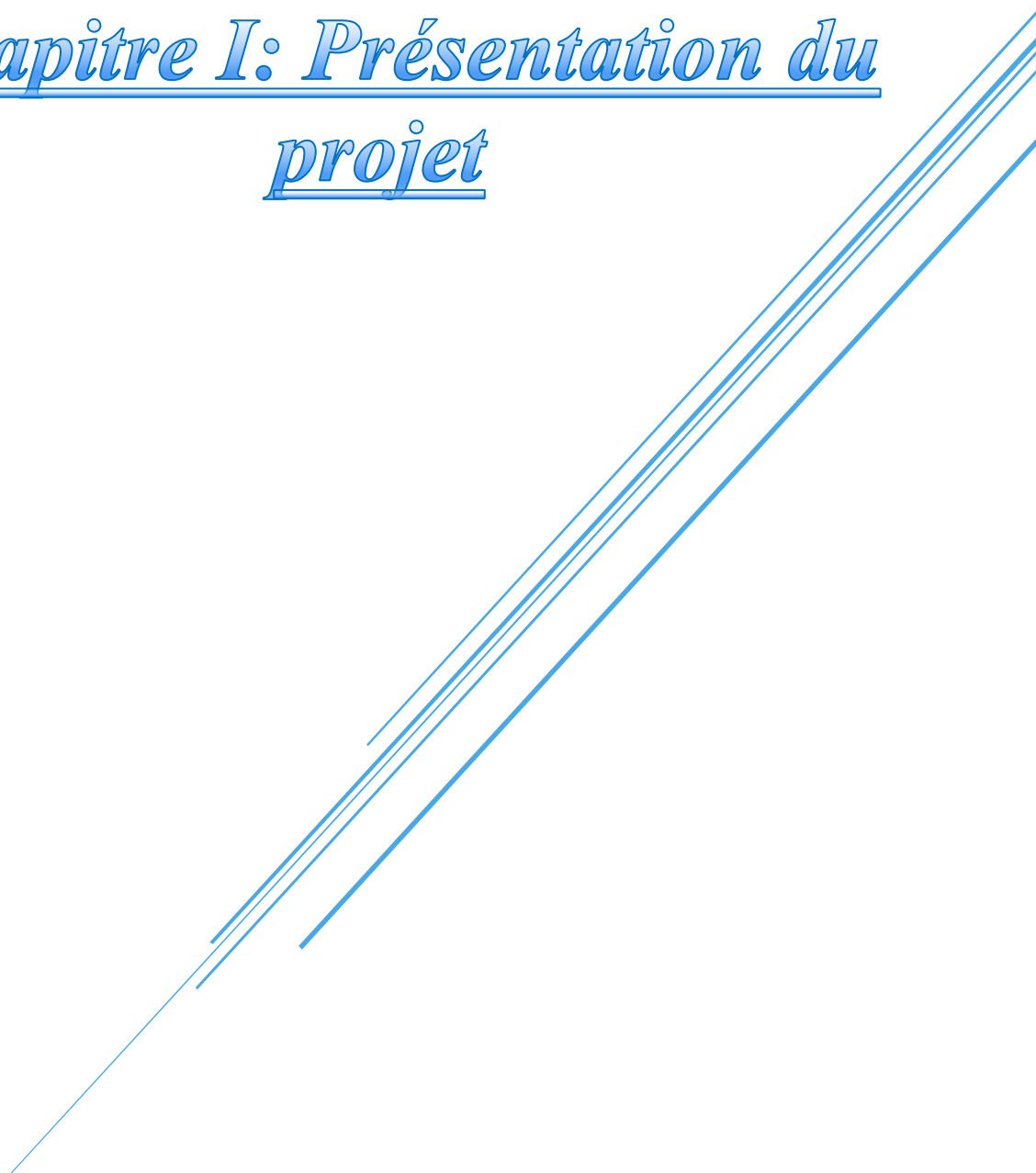
Les constructions métalliques constituent un domaine important d'utilisation des produits laminés sortis de la forge. Elles emploient, en particulier, les tôles et les profilés. Les structures constituées à partir de ces éléments nécessitent des opérations préalables de découpage, de perçage et de soudage en usine. Les opérations sur site sont limitées à des assemblages de modules primaires après des opérations de levage ou de ripage, permettant de rapprocher les zones d'assemblage. Le coût élevé des matériaux de base conduit à rechercher le poids minimal et à développer l'emploi de l'acier pour des domaines très sceptiques permettant de mettre en valeur les qualités suivantes : la légèreté, la rapidité de mise en œuvre, l'adaptation aux transformations ultérieures et les propriétés mécaniques élevées (limite élastique, ductilité, résistance à la fatigue).

Les domaines d'application des constructions métalliques sont très nombreux. Ils concernent d'abord les bâtiments et les ouvrages d'art (ponts, grandes couvertures). Dans le cas des bâtiments, les halles industrielles lourdes (aciéries...) ou légères (usines de transformation ou de stockage) constituent un secteur où l'emploi de l'acier est fréquent pour la réalisation des ossatures et des bardages recouvrant celles-ci, et pour l'utilisation de ponts roulants.

Même dans les pays en développement, les charpentes industrielles se montrent compétitives, grâce à la facilité du montage et de l'expédition des éléments constitutifs par voie maritime ou terrestre. Les tours d'immeubles, nombreuses aux États-Unis, ont mis en lumière l'intérêt de la rapidité du montage, qui permet d'économiser des frais financiers importants par rapport à des solutions plus traditionnelles. Les ponts et les passerelles forment un secteur de pointe dans lequel on distingue les ponts suspendus de grande portée et les ouvrages démontables ou déplaçables.

Halle industrielle. L'ossature constitue le squelette résistant. Celui-ci est ensuite recouvert par un bardage métallique en toiture et sur les côtés. Cet ensemble fournit un bâtiment couvert, fréquemment utilisé pour abriter des installations industrielles ou des dépôts. La qualité de la réalisation et le choix d'un acier ductile priment sur les calculs. Les notions de sécurité et de contrôle de qualité sont fondamentales, elles conduisent à la prédominance du label de qualité décerné à l'usine. Les pièces réalisées doivent résister à des efforts de fatigue avec des pressions de contact plus ou moins importantes.

# *Chapitre I: Présentation du projet*



### 1) Introduction :

Ce projet concerne l'étude d'un bâtiment en construction métallique R+2 à usage multiple (commercial et administratif) avec une toiture à deux versants symétriques, le bâtiment occupe une surface de 1479,25m<sup>2</sup> implanté à Oued Aissi wilaya de Tizi Ouzou.

Le rez-de-chaussée représente un hall d'exposition des véhicules.

Le premier étage est un étage commercial destiné à vendre de la pièce détachée.

Le deuxième étage est réservé pour les bureaux administratifs.

### 2) Données et Caractéristiques du projet :

**Données concernant le site :** (RPA99 version 2003).

- Altitude : 100 m
- Zone de neige : zone A
- Zone du vent : zone I
- Zone sismique : IIa zone de sismicité moyenne
- Site d'implantation : site meuble (S3).
- Groupe d'usage : Groupe 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne)

### 3) Géométrie de l'ouvrage :

- Longueur totale = 48,5m.
- Largeur totale = 30,5m.
- Hauteur totale = 14,5m.
- Hauteur des poteaux = 12m.
- Hauteur de la toiture = 2,5m
- Pente de la toiture = 9,31°
- L'altitude de l'ouvrage : H = 100m

### 4) Caractéristiques des planchers

Les deux planchers sont constitué de bacs d'acier en tôle nervures utilisée en guise de coffrage d'une dalle d'épaisseur de 15cm.

Les deux planchers ont une longueur de 12m et de 6m de largeur constitué des solives espacées de 1m.

### 5) Caractéristique de la toiture :

La toiture est en charpente métallique à deux versants.

L'ossature de la toiture est constituée de :

- 9 traverses à deux versants.
- Des contreventements en toiture pour rigidifier la toiture.
- Des pannes fixées à la traverse, supportent la couverture en panneaux sandwich.

## 6) Les façades :

Le site moderne (centre-ville), l'architecte – client et le fonctionnement de notre bâtiment comme un bâtiment métallique à usage commerciale et bureaux, ces facteurs rendent les rideaux en verres le choix numéro 1 comme bardage extérieur. L'exécution des travaux relatifs est déléguée à un sous-traitant spécialiste dans ce domaine de bardage en verre pour les façades extérieures du bâtiment. Le squelette, l'érection et les notes de calculs de ces rideaux en verre ne sont pas inclus dans notre travail. Par contre, la coordination des travaux sur le chantier et durant la fabrication sera nécessaire entre tous les exécuteurs de ce projet.



Figure I.1 : les rideaux en verres

## 7) Matériaux utilisés :

### A) Acier

L'acier est) un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de carbone).

Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%).

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui leur sont associés :

- Soit involontairement : phosphore, soufre...qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
  - Ou bien volontairement : ce sont notamment le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, etc. qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...etc).
- On parle, dans ces cas, d'acier allié.

➤ **Propriétés de l'acier :**

▪ **Résistance :**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement (Eurocode 03). La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est de l'acier S235.

▪ **Ductilité :**

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport  $f_u/f_y > 1,2$ .
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ( $\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$ ).
- A la rupture, l'allongement relatif ultime  $\epsilon_u$  doit être supérieur ou égal à 15%.

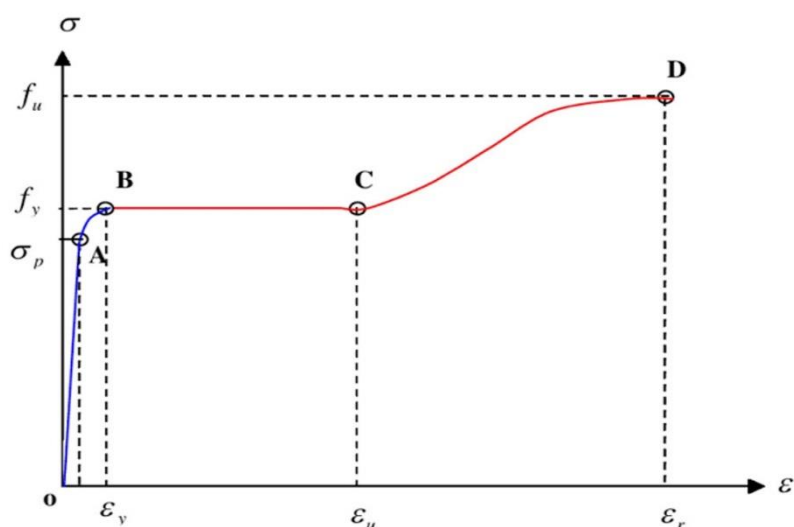


Figure I.2 : diagramme contraintes-déformation de l'acier

➤ **Propriétés mécaniques de l'acier : (§ 3.2.3 CCM97) :**

- Module d'élasticité :  $E_a = 210000 \text{ MPa}$
- Module de cisaillement :  $G = 8 \times 10^4 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson :  $\nu_a = 0,3$
- Masse volumique :  $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$
- La résistance à la traction :  $f_u = 360 \text{ MPa}$
- La limite d'élasticité :  $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

**B) Béton :**

Pour la réalisation des fondations et des planchers, le béton est un mélange de sable, ciment, gravier et d'eau. Sa composition diffère selon la résistance voulue.

Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression.

Dans notre structure, le béton utilisé pour les fondations et les planchers, portent caractéristiques suivantes :

- Masse volumique normale :  $\rho = 2500 \text{ Kg /m}^3$
- La résistance à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- La résistance à la traction :  $f_{t28} = 2,6 \text{ MPa}$

### 8) Règlements techniques utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES« RPA99/VERSION 2003 ».
- DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV2013 ».
- BAEL91 : Calcul des Structures en béton.
- EUROCODE 3 : Calcul des structures métalliques.
- EUROCODE 4 :( calcul des structures mixtes)

*Chapitre II : Etude*  
*climatique*

A decorative graphic consisting of several parallel blue lines of varying thicknesses, arranged in a diagonal pattern from the bottom-left towards the top-right of the page.

### 1) INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on s'intéressera aux différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, avec le présent document technique réglementaire (DTR) qui fournit des procédures et des principes généraux on va déterminer ces différentes sollicitations qui agissent sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties.

### 2) II.1 Etude au vent :

Tout ouvrage en construction métallique doit résister aux différentes actions horizontales et verticales. Parmi les actions horizontales on peut citer le vent.

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

#### A) Direction du vent :

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction dans le cas où les ouvertures sont ouvertes et le cas où les ouvertures sont fermées.

Notre projet à deux versants de forme rectangulaire et symétrique.

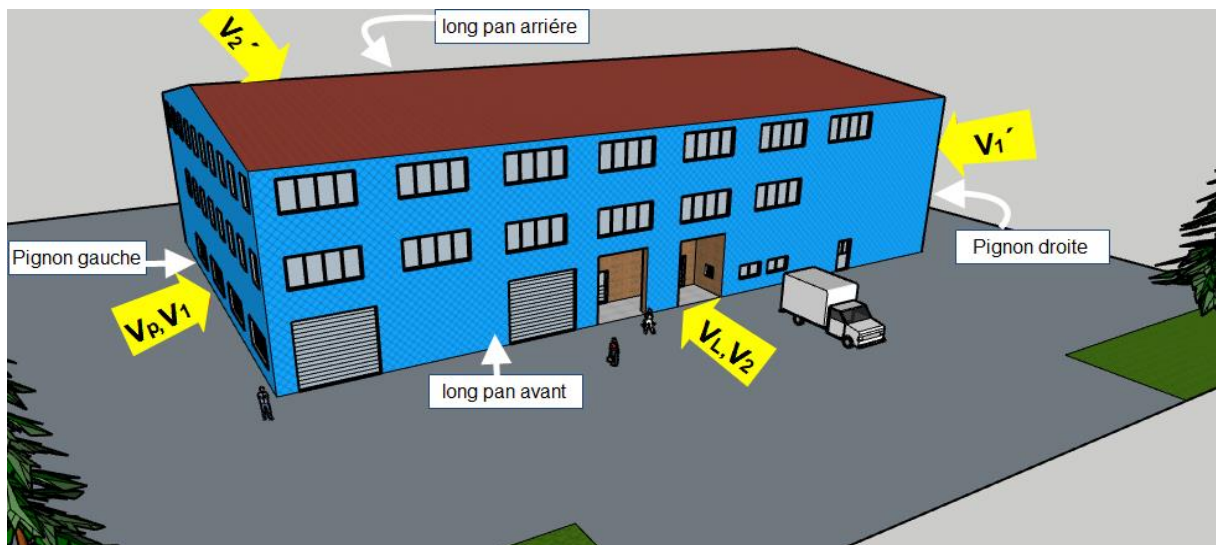


Figure II.1 : les directions du vent

$V_p$  : vent perpendiculaire au pignon cas des ouvertures fermées.

$V_1$  : vent perpendiculaire au pignon gauche dans le cas de tous les ouvertures sont ouvertes.

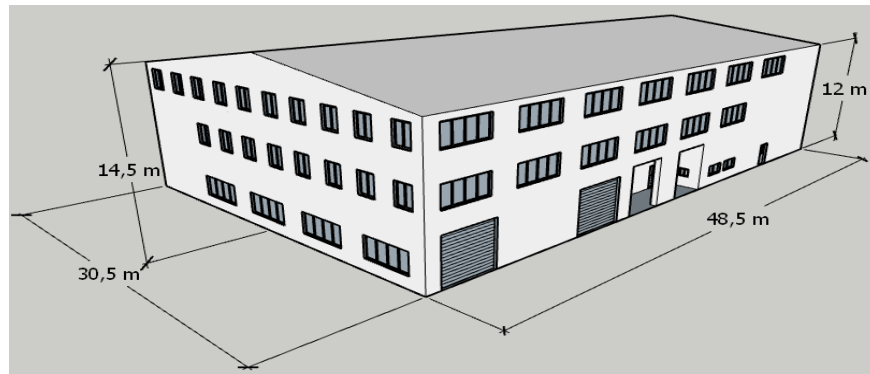
$V_1'$  : vent perpendiculaire au pignon droite dans le cas de tous les ouvertures sont ouvertes.

$V_L$  : vent perpendiculaire au long pan cas des ouvertures fermées.

$V_2$  : vent perpendiculaire au long pan avant dans le cas de toutes les ouvertures sont ouvertes.

$V_2'$  : vent perpendiculaire au long pan arrière dans le cas de tous les ouvertures sont ouvertes.

**B) Les caractéristiques géométriques:**



**Figure II.2 : les caractéristiques géométriques**

- Longueur totale = 48,5 m.
- Largeur totale = 30,5 m.
- Hauteur totale = 14,5 m.
- Hauteur des poteaux = 12 m.
- Hauteur de la toiture = 2,5 m
- Pente de la toiture = 9,31°

• **Les surfaces des ouvertures:**

**Tableau II.1: les surfaces des ouvertures**

façades	Type d'ouverture	Largeur de l'ouverture (m)	Hauteur de l'ouverture (m)	Nombre d'ouvertures	La surface (m <sup>2</sup> )	La surface totale (m <sup>2</sup> )
Pignon gauche	fenêtres	3,85	1,80	4	27,72	69,192
		1,44	1,80	16	41,472	
Pignon droite	fenêtres	3,85	1,80	3	20,79	51,894
		1,44	1,80	12	31,104	
Long pan avant	fenêtres	3,85	1,80	13	90,09	140,75
		1,80	1	2	3,60	
		0,80	0,80	2	1,28	
	portes	4,40	4	2	35,2	
		1,70	2,30	2	7,82	
1,20	2,30	1	2,76			
Long pan arrière	fenêtres	3,85	1,80	9	62,37	123,8
		1,80	1	1	1,80	
		0,80	0,80	18	11,52	
		1,44	1	1	1,44	
	portes	5	4	2	40	
		1,70	2,30	1	3,91	
1,20	2,30	1	2,76			

C) Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :

a) Coefficient de rugosité : (RNV 2013, §2.4.5)

Le coefficient de rugosité  $C_r$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. La rugosité du sol engendre des frottements qui ralentissent le vent à basse altitude. Il est défini par la loi suivante :

$$C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{Pour} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}=200\text{m}$$

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}) \quad \text{Pour} \quad z < z_{\min}$$

Avec :

$K_t$  : facteur du terrain.

$z_0$  : longueur de rugosité (en m).

$z_{\min}$  : hauteur minimale (en m).

$z$  : hauteur considérée (en m).

Tableau II.2 : Définition des catégories de terrain

Catégorie de terrain	$K_t$	$z_0$	$z_{\min}$	$\epsilon$
<b>0</b> mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0,156	0,003	1	0.38
<b>I</b> Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0,170	0,01	1	0.44
<b>II</b> Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins de 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0.52
<b>III</b> Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0.61
<b>IV</b> Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0.67

$K_t = 0,215 \text{ m} ; z_0 = 0,3 \text{ m} ; z_{\min} = 5 \text{ m} ; z = 14,50 \text{ m}$

$C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{Pour} \quad z_{\min} = 5 \text{ m} \leq z = 14,50 \text{ m} \leq z_{\max}=200\text{m}$

$C_r(z) = 0,215 \times \ln\left(\frac{14,5}{0,3}\right)$

**$C_r(z) = 0,834$**

**b) Coefficient de topographie  $C_t$  : (RNV 2013, §2.4.5)**

Le coefficient de topographie  $C_t$  prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc. Voir le règlement (RNV 2013 §2.4.5 p.54) pour plus de précision.

Pour des raisons pratiques et de simplicité on peut utiliser les valeurs données dans le tableau ci-dessous en fonction de la nature du site.

Dans notre cas, on a un Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir, donc le coefficient de topographie est égal à :  **$C_t = 1$**

**Tableau II.3 : Coefficients de topographie**

Site	$C_t$
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1,3
Site aux alentours des plateaux	1,15
Site aux alentours des collines	1,15
Site montagneux	1,5

**c) Intensité de turbulence : (RNV 2013, §2.4.6)**

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisée par la vitesse moyenne du vent et est donné par la relation :

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(Z) \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(Z) \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z \leq Z_{min}$$

Ou :

$C_t$  : coefficient de topographie

$Z_0$  : longueur de rugosité (en m).

$Z_{min}$  : hauteur minimale (en m).

$Z$  : hauteur considérée (en m).

$C_t = 1$  ;  $Z_0 = 0,3$  m ;  $Z_{min} = 5$  m ;  $Z = 14,50$  m

Pour  $Z > Z_{min}$        $\{Z_{min} = 5$  m ;  $Z = 14,50$  m}

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{14,5}{0,3}\right)}$$

$$I_v(z) = 0,258$$

**d) Coefficient d'exposition  $C_e(z)$  : (RNV 2013, §2.4.4)**

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur  $z$  au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1+7 I_v(z)]$$

Avec :

$C_r$  : coefficient de rugosité.

$C_t$  : coefficient de topographie.

$I_v$  : l'intensité de la turbulence.

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1+7 I_v(z)]$$

$$C_e(z) = 1^2 \times 0,834^2 \times [1 + 7 \times 0,258]$$

$$C_e(z) = 1,952$$

**e) Calcul du coefficient dynamique  $C_d$  : (§ 3.2, chapitre2 RNV 2013).**

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

- Valeur simplifiée:

Une valeur conservatrice de  $C_d=1.0$  peut être considérée dans les cas suivants:

- Bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15 m;
- Éléments de façade et de toiture dont la fréquence propre est inférieure à 5 Hz;
- Bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à la fois inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent;
- Cheminée à section transversale circulaire dont la hauteur est inférieure à 60 m et à 6.5 fois le diamètre.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m

**(H =14,5 m).**

On prend :  **$C_d=1$**  (§ 3.2, chapitre2 RNV 2013).

**f) La pression dynamique de référence  $q_{ref}$  : (RNV 2013, §2.3.1)**

La pression dynamique de référence  $q_{ref}$  est proportionnelle au carré de la vitesse de référence (vitesse moyenne sur 10 mn, mesurée à 10 m de hauteur, sur un terrain de type rase compagne) est donnée pour les constructions permanentes par le tableau 1 ci-dessous en fonction de la zone du vent.

Le projet est situé à OUED AISSI wilaya de TIZI OUZOU, et selon le RNV2013 la wilaya de TIZI OUZOU est classée en zone I, et la pression dynamique de référence est :

$$q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$$

**Tableau II.4: Pression dynamique de référence**

Zone	$q_{ref}$ (daN / m <sup>2</sup> )
I	37,5
II	43,5
III	50,0
IV	57,5

**D) Calcul de la pression dynamique de pointe  $q_p(Z)$  : (RNV 2013, §2.3)**

La pression dynamique de pointe  $q_p(Z)$  qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur  $Z$  est donnée par la relation :

$$q_p(z) = q_{ref} \times C_e(z)$$

$q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanente en fonction de la zone du vent.

$C_e(z)$  : est le coefficient d'exposition au vent.

Dans notre cas :  $Z_e = Z_i = Z$  avec  $(Z=h=14,5\text{m et } b=30,5\text{m})$

$$h < b \Rightarrow Z_e = h \quad (q_p(z) = q_p(z_e))$$

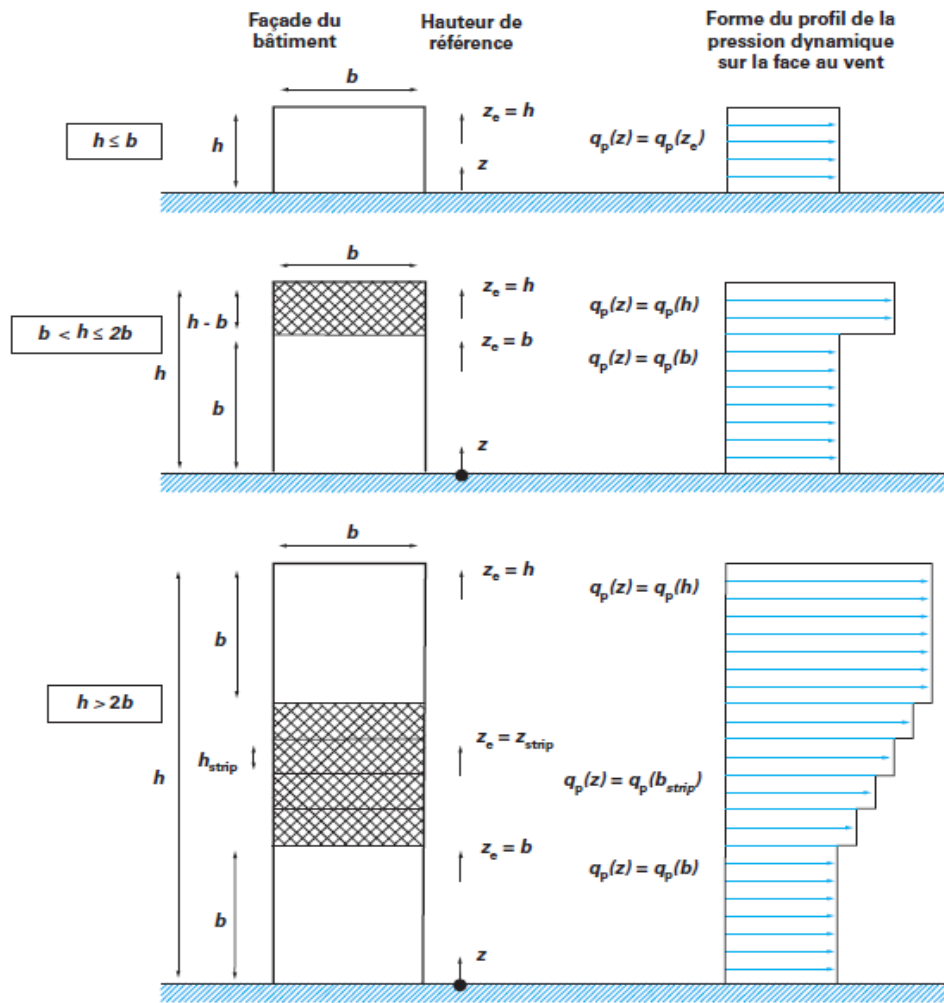


Figure II.3 : Hauteur de référence  $Z_e$  et le profil correspondant de la pression dynamique.

$$q_p(Z) = q_{ref} \times C_e(Z)$$

$$q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$$

$$C_e(z) = 1,952$$

$$q_p(Z) = 37,5 \times 1,952$$

$$q_p(Z) = 73,2 \text{ daN/m}^2$$

**E) Détermination des coefficients de pression extérieure et intérieure ( $C_{pe}$ ,  $C_{pi}$ ): (RNV 2013, §5.1)**

**a) Cas de vent perpendiculaire au pignon:**

Pour le cas du vent perpendiculaire au pignon on distingue trois directions du vent à étudier :

$V_p$  : vent perpendiculaire au pignon cas des ouvertures fermées.

$V_1$  : vent perpendiculaire au pignon gauche dans le cas de tous les ouvertures sont ouvertes.

$V_1'$  : vent perpendiculaire au pignon droite dans le cas de tous les ouvertures sont ouvertes.

**a.1) Coefficients de pression extérieure ( $V_p, V_1, V_1'$ ): (RNV 2013)**

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  pour les bâtiments dépendent de la surface chargée  $S$  (aire de référence, soit, l'aire d'influence de l'élément considérée).

L'Eurocode fournit des valeurs des coefficients de pression  $C_{pe}$  pour  $S = 1 \text{ m}^2$  et  $S = 10 \text{ m}^2$ .

Pour :  $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$ ,  $C_{pe}$  est déterminé à partir de l'équation suivante :

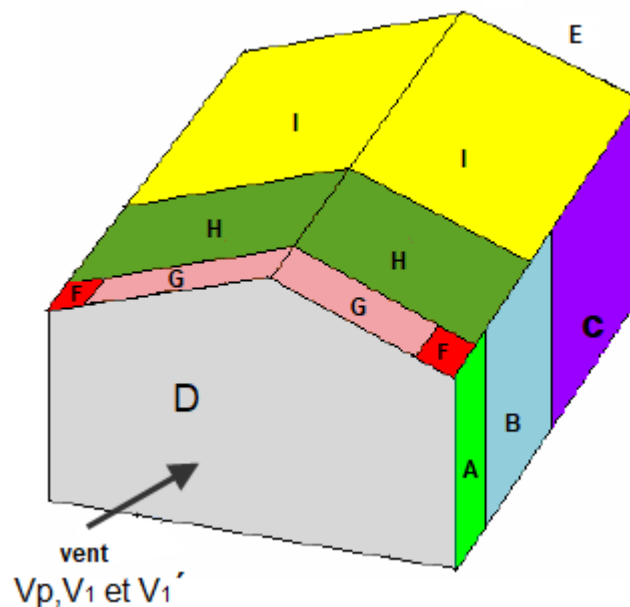
$$C_e = C_{e,1} + (C_{e,10} - C_{e1}) \log_{10}(S)$$

avec :

$C_{pe,1}$  : coefficient de pression extérieure pour  $S \leq 1 \text{ m}^2$  qui permet le calcul des petits éléments et de leurs fixations .

$C_{pe,10}$  : coefficient de pression extérieure pour  $S \geq 10 \text{ m}^2$  qui permet le calcul de la structure portante.

**❖ Calcul de  $C_{pe}$  pour les parois verticales ( $V_p, V_1, V_1'$ ):**



**Figure II.4 : direction du vent perpendiculaire au pignon (sens  $V_p, V_1, V_1'$ )**

Pour cette direction du vent :

$$\theta = 90^\circ$$

$$d = 48,5 \text{ m} ; b = 30,5 \text{ m} ; h = 14,50 \text{ m} ; e = 29 \text{ m}$$

$$e = \min (b ; 2 h) = \min (30,5 \text{ m} ; 29 \text{ m})$$

On a :  $e < d$

❖ Dimensionner les zones :

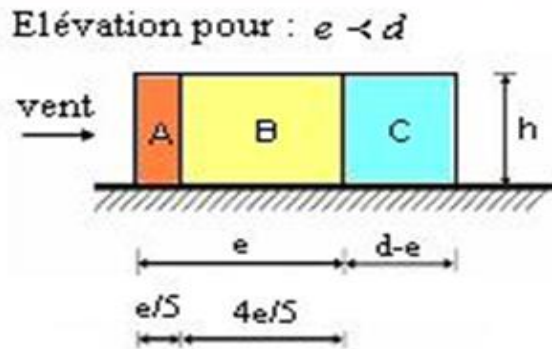


Figure II.5 : dimensionnement des zones A, B et C

$$\text{Zone A : } (e / 5) = 29 / 5 = 5,8 \text{ m}$$

$$\text{Zone B : } (4e / 5) = 4 \times 5,8 = 23,2 \text{ m}$$

$$\text{Zone C : } (d - e) = 48,5 - 29 = 19,5 \text{ m}$$

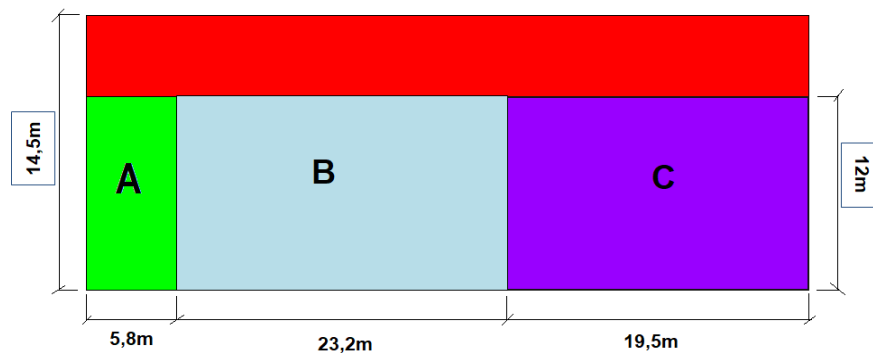


Figure II.6 : les dimensions des zones A, B et C

❖ Calcul des surfaces pour chaque zone :

Tableau II.5 : Les surfaces des zones chargées (parois verticales) (S en m<sup>2</sup>).

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	69,6	278,4	334	404,125	404,125

Les surfaces des zones de pression A, B, D et E sont supérieures à  $10\text{m}^2$  ( $S \geq 10\text{m}^2$ ).

Donc :  $C_{pe} = C_{pe10}$  pour chaque zone.

Tableau II.6: Coefficients de pressions extérieures (parois verticales)

A		B		C		D		E	
$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	1.0	-0.3	

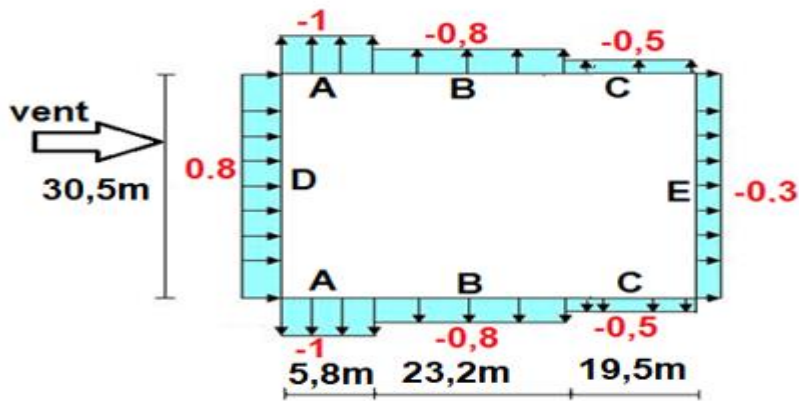


Figure II.7 : Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone des parois verticales

❖ Calcul de  $C_{pe}$  pour la toiture ( $V_p, V_1, V_1'$ ):

❖ Dimensionner les zones :

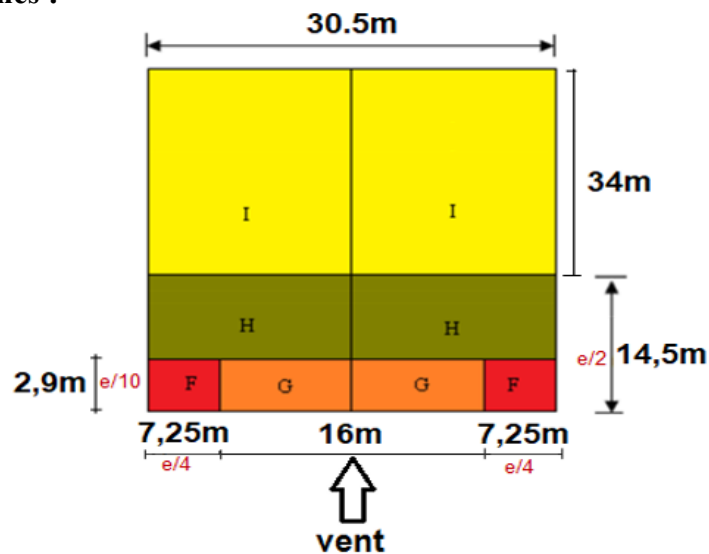


Figure II.8 : La répartition des zones de pression sur la toiture.

❖ **Calcul des surfaces pour chaque zone :**

**Remarque :** Les dimensions des zones de la figure précédente sont avec la projection au plan horizontal.

**Tableau II.7 : les surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m<sup>2</sup>).**

Zone	F	G	H	I
Surface (m <sup>2</sup> ) : (avec projection au plan horizontal)	21,025	23,2	92,8	272
Surface (m <sup>2</sup> ) : (surface réel)	21,305	23,51	94,038	275,63

Les surfaces des zones de pression F, G, H et I sont supérieures à 10m<sup>2</sup> (S ≥ 10m<sup>2</sup>).

Donc : **C<sub>pe</sub> = C<sub>pe10</sub>** pour chaque zone.

**Tableau II.8 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants**

Pente	Zone pour vent de direction = 90°							
	F		G		H		I	
	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1	-0,5	

On a :  $\alpha_0 = 5^\circ < \alpha = 9,31^\circ < \alpha_1 = 15^\circ$

**Interpolation linéaire :**

On a :  $\alpha_0 = 5^\circ$  et  $\alpha_1 = 15^\circ$  et  $\alpha = 9,31^\circ$

$$F(x) = F(x_0) + \frac{F(x_1) - F(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0) \Rightarrow$$

$$C_{pe,1}(\alpha) = C_{pe,1}(\alpha_0) + \frac{C_{pe,1}(\alpha_1) - C_{pe,1}(\alpha_0)}{\alpha_1 - \alpha_0} \times (\alpha - \alpha_0)$$

$$C_{pe,10}(\alpha) = C_{pe,10}(\alpha_0) + \frac{C_{pe,10}(\alpha_1) - C_{pe,10}(\alpha_0)}{\alpha_1 - \alpha_0} \times (\alpha - \alpha_0)$$

Les résultants de C<sub>pe,10</sub> et C<sub>pe,1</sub> pour l'angle  $\alpha = 9,31^\circ$  sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau II.9 : Les valeurs de  $C_{pe,10}$  et  $C_{pe,1}$  pour l'angle  $\alpha=9,31^\circ$

Pente	Zone pour vent de direction = $90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
$5^\circ$	-1,6	-2,2	-1,3	-2	-0,7	-1,2	-0,6	
$15^\circ$	-1,3	-2	-1,3	-2	-0,6	-1,2	-0,5	
$9,31^\circ$	-1,47	-2,114	-1,3	-2	-0,657	-1,2	-0,557	

**a.2) Coefficient de pression intérieure ( $V_p, V_1, V_1'$ ):** (RNV 2013, §5.2)

Le coefficient de pression intérieure dépend de la dimension et de la répartition des ouvertures (ouvertures permanentes ou à considérer comme pouvant rester ouvertes en exploitation par grand vent) dans l'enveloppe du bâtiment.

**Cas 1 :** Si, sur au moins 2 faces, l'aire totale des ouvertures sur chaque face représentée au moins 30% de l'aire de cette face, le bâtiment est considérée comme une toiture isolée.

**Cas 2 :** Si l'aire des ouvertures dans une face est au moins égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces, cette face est dite « dominante », et la valeur du coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  est proportionnelle à celle du coefficient de pression extérieure au niveau de ces ouvertures.

**Cas 3 :** Si le bâtiment est sans face dominante, le coefficient de pression intérieure est déterminé en fonction du rapport de la hauteur à la profondeur du bâtiment ( $h/d$ ), et du rapport d'ouverture  $\mu$  (aires des ouvertures ou le coefficient de pression extérieure est négatif sur l'aire de toutes les ouvertures) pour chaque direction de vent  $\theta$ .

Avec :

$$\mu = \frac{\sum_0^n (\text{aire des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0)}{\sum_0^n (\text{aire de toutes les ouvertures})}$$

NOTE : Ceci s'applique aux façades et aux toitures des bâtiments avec et sans cloisons intérieures.

❖ **L'aire des ouvertures pour chaque façade :**

Tableau II.10 : Les surfaces des façades verticales (S en  $m^2$ ).

façades	Long pan avant	Long pan arrière	Pignon gauche	Pignon droite
Aire des façades ( $m^2$ )	582	582	404,125	404,125
Aire des ouvertures ( $m^2$ )	140,75	123,80	69,192	51,894

Le coefficient de pression intérieure pour cette structure est défini dans le troisième cas ou le bâtiment est sans face dominante.

$(h/d) = \frac{14,5}{48,5}$        $h/d = 0,30$

$$\mu = \frac{\sum_0^n \text{aire des ouvertures ou } Cpe \leq 0}{\sum_0^n \text{aire de toutes les ouvertures}}$$

$$\mu(V_1) = \frac{140,75+123,80+51,894}{140,75+123,80+69,192+51,894}$$

$$\mu(V_1) = 0,8$$

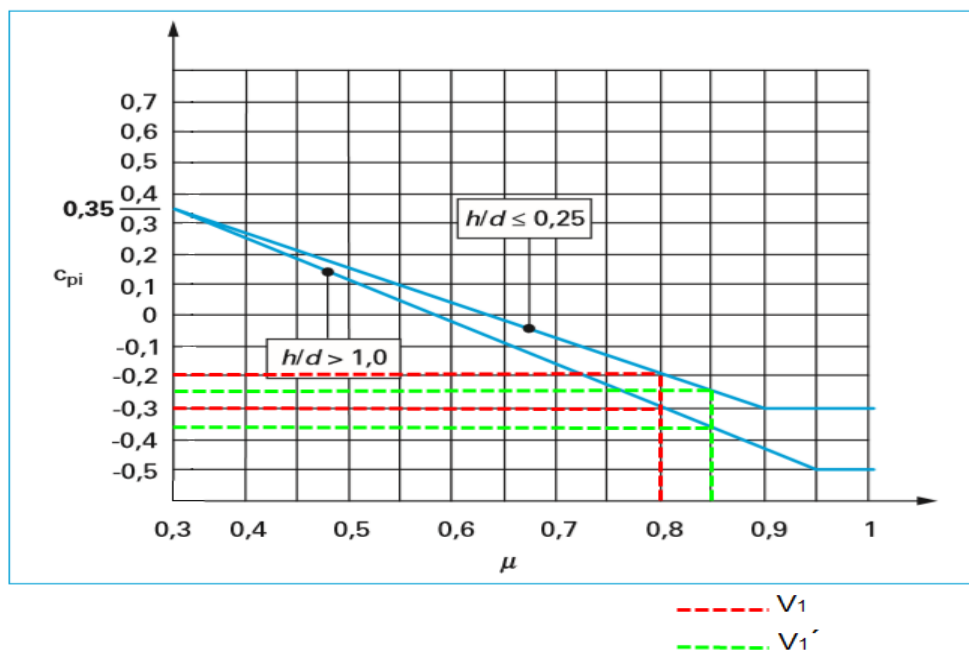
$$\mu(V_1') = \frac{140,75+123,80+69,192}{140,75+123,80+69,192+51,894}$$

$$\mu(V_1') = 0,85$$

**Remarque :**  $0,25 < h/d = 0,30 < 1$  Une interpolation linéaire peut être appliquée pour des valeurs comprises entre :  $h/d = 0,25$  et  $h/d = 1,0$

$$F(x) = F(x_0) + \frac{F(x_1) - F(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$$

$$Cpi(x) = Cpi(x_0) + \frac{Cpi(x_1) - Cpi(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$$



**Figure II.9 : valeur de pression intérieure  $C_{pi}$**

$x = 0,3$  ( $h/d$  calculé)

$x_0 = 0,25$

$x_1 = 1$

$$Cpi(x)(V_1) = -0,2 + \frac{-0,3 - (-0,2)}{1 - 0,25} \times (0,3 - 0,25)$$

$$Cpi(x)(V_1) = -0,207$$

$$Cpi(x)(V_1') = -0,25 + \frac{-0,35 - (-0,25)}{1 - 0,25} \times (0,3 - 0,25)$$

$$Cpi(x)(V_1') = -0,256$$

**a.3) Calcul de la pression aérodynamique du vent ( $V_p, V_1, V_1'$ ) :**

Dans notre cas ( $Z_e = Z_i = Z$ ) La pression aérodynamique du vent  $W(z)$  est donnée par la formule suivante

$$W(z) = q_{p(z)} \times (C_{pe} - C_{pi})$$

avec :

$q_p(z)$  : pression dynamique de pointe calculée à la hauteur  $Z$  considérée en (daN / m<sup>2</sup>).

$C_{pe}$  : coefficient de pression extérieure.

$C_{pi}$  : coefficient de pression intérieure

**Remarque :** Pour le cas du vent  $V_p$  ou toutes les ouvertures sont considérées fermées, on s'intéresse uniquement à la pression aérodynamique extérieure  $W_e = q_p \times C_{pe}$

❖ **Parois verticales ( $V_p, V_1, V_1'$ ) :**

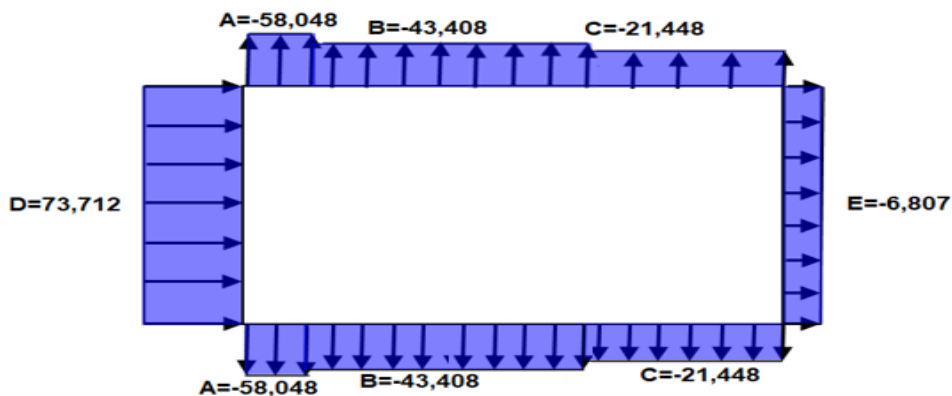
Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

❖ Direction du vent  $V_1$  :  $C_{pi}(x)(V_1) = -0,207$

**Tableau II.11 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens  $V_1$**

Zone	$q_p(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$(C_{pe} - C_{pi})$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	73,2	-1	- 0,207	-0,793	<b>-58,048</b>
B	73,2	-0,8	- 0,207	- 0,593	<b>-43,408</b>
C	73,2	-0,5	- 0,207	- 0,293	<b>-21,448</b>
D	73,2	+0,8	- 0,207	1,007	<b>+73,712</b>
E	73,2	-0,3	- 0,207	-0,093	<b>-6,807</b>

Les valeurs de  $W(z)$  (daN/m<sup>2</sup>) sont représentées dans la figure suivante :



**Figure II.10 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens  $V_1$ .**

❖ Direction du vent  $V_1'$  :  $C_{pi}(x)(V_1') = -0,256$

Tableau 12 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens  $V_1'$

Zone	$q_p(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$(C_{pe}-C_{pi})$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	73,2	-1	- 0,256	-0,744	<b>-54,46</b>
B	73,2	-0,8	- 0,256	- 0,544	<b>-39,82</b>
C	73,2	-0,5	- 0,256	- 0,244	<b>-17,86</b>
D	73,2	+0,8	- 0,256	1,056	<b>+77,30</b>
E	73,2	-0,3	- 0,256	-0,044	<b>-3,22</b>

Les valeurs de  $W(z)$  (daN/m<sup>2</sup>) sont représentées dans la figure suivante :

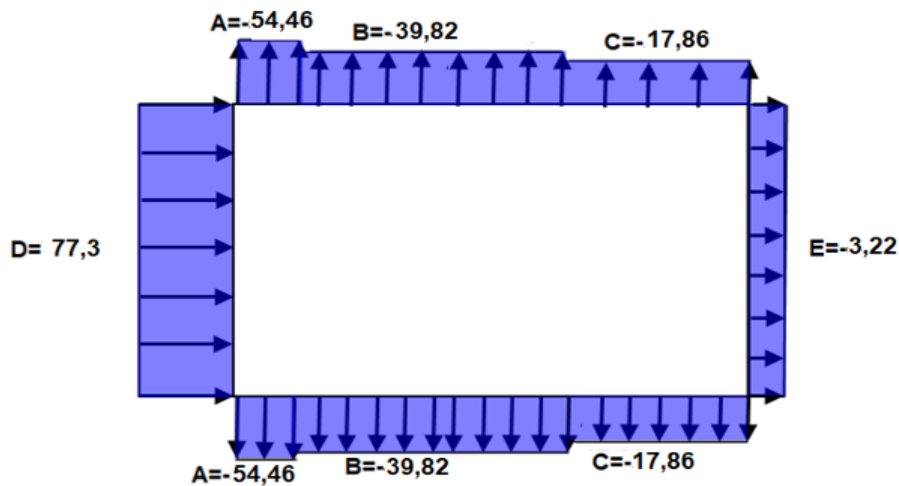


Figure II.11 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens  $V_1'$ .

❖ Direction du vent  $V_p$  : cas des ouvertures fermées

Tableau 13 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens  $V_p$

Zone	$q_p(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	73,2	-1	- 73,2
B	73,2	-0,8	- 58,56
C	73,2	-0,5	- 36,6
D	73,2	+0,8	+58,56
E	73,2	-0,3	- 21,96

Les valeurs de  $W(z)$  (daN/m<sup>2</sup>) sont représentées dans la figure suivante :

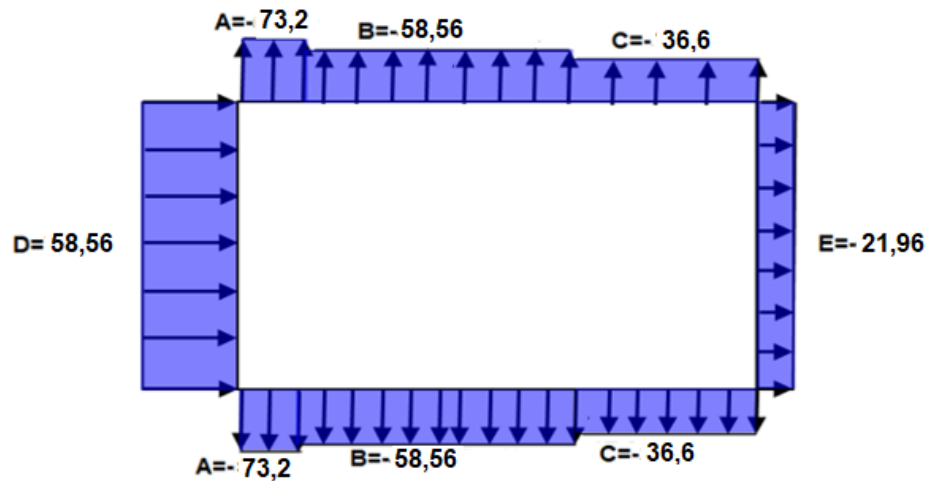


Figure II.12 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens  $V_p$ .

❖ Versant de toiture ( $V_p, V_1, V_1'$ ):

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-après.

❖ Direction du vent  $V_1$  :  $C_{pi}(x)(V_1) = -0,207$

Tableau II.14 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, sens  $V_1$

Zone	$q_p(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$(C_{pe} - C_{pi})$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	73,2	-1,47	- 0,207	- 1, 263	<b>-92,45</b>
G	73,2	-1,3	- 0,207	- 1,093	<b>-80,007</b>
H	73,2	-0,657	- 0,207	- 0,45	<b>-32,94</b>
I	73,2	-0,557	- 0,207	-0,35	<b>-25,62</b>

Les valeurs de  $W(z)$  (daN/m<sup>2</sup>) sont représentées dans la figure suivante :

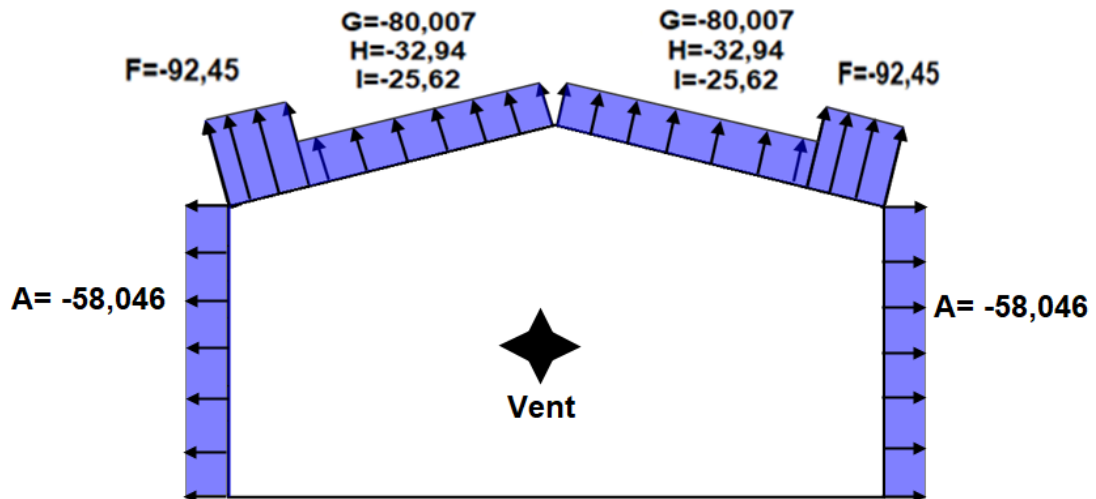


Figure II.13 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens  $V_1$ .

❖ Direction du vent  $V_1'$  :  $C_{pi}(x)(V_1') = -0,256$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau II.15 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, sens  $V_1'$

Zone	$q_p(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$(C_{pe}-C_{pi})$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	73,2	-1,47	- 0,256	- 1, 214	-88,86
G	73,2	-1,3	- 0,256	- 1,044	-76,42
H	73,2	-0,657	- 0,256	- 0,401	-29,35
I	73,2	-0,557	- 0,256	-0,301	-22,03

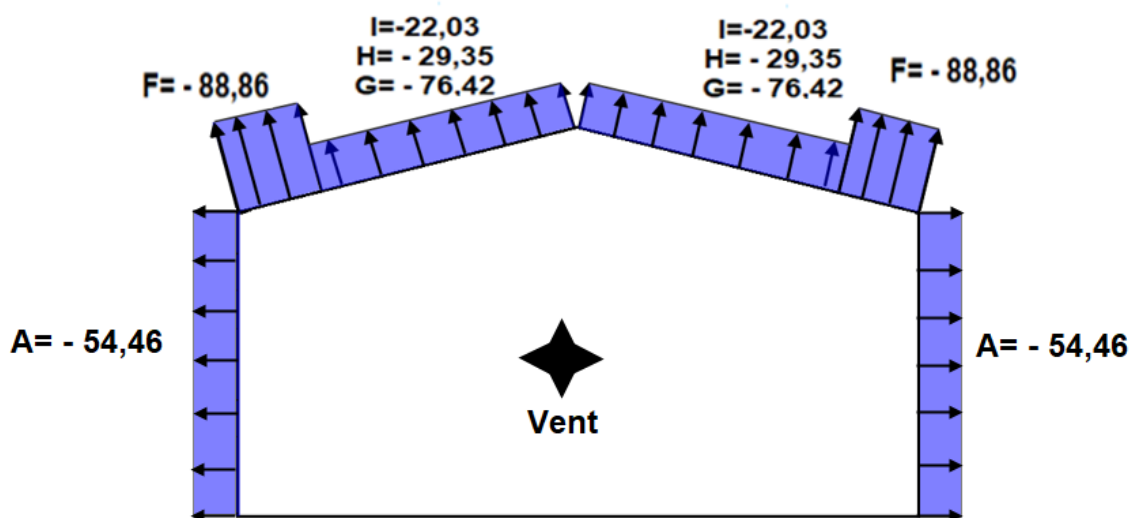


Figure II.14 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens  $V_1'$ .

❖ Direction du vent  $V_p$  : cas des ouvertures fermées

Tableau II.16 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, sens  $V_p$

Zone	$q_p(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	73,2	-1,47	-107,6
G	73,2	-1,3	- 95,16
H	73,2	-0,657	- 48,09
I	73,2	-0,557	- 40,77

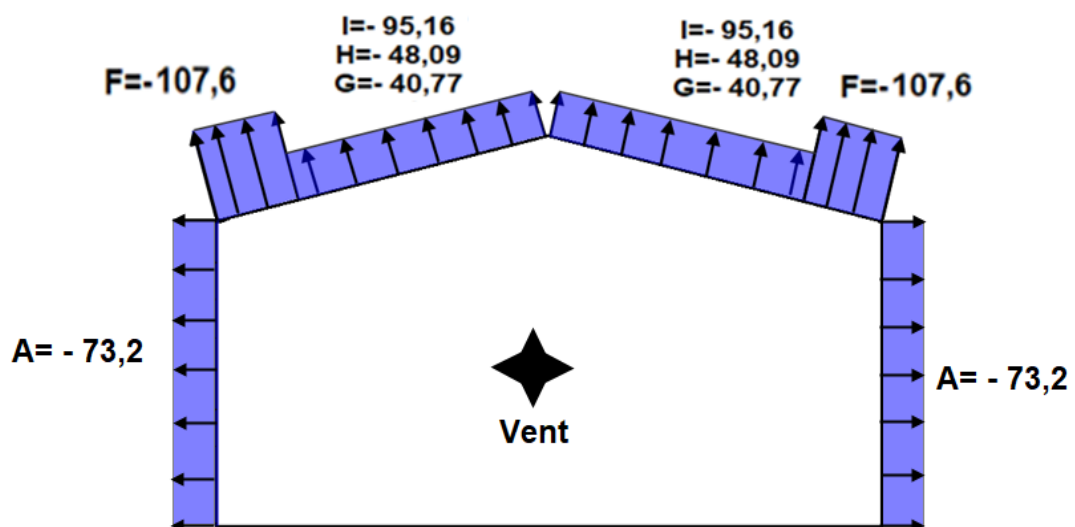


Figure II.15 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens  $V_p$

### b) Cas de vent perpendiculaire au long pan :

Pour le cas du vent perpendiculaire au pignon on distingue trois directions du vent à étudier :

$V_L$  : vent perpendiculaire au long pan cas des ouvertures fermées.

$V_2$  : vent perpendiculaire au long pan avant dans le cas de toutes les ouvertures sont ouvertes.

$V_2'$  : vent perpendiculaire au long pan arrière dans le cas de tous les ouvertures sont ouvertes.

#### b.1) Coefficients de pression extérieure ( $V_L, V_2, V_2'$ ):(RNV 2013)

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  pour les bâtiments dépendent de la surface chargée  $S$  (aire de référence, soit, l'aire d'influence de l'élément considérée).

L'Eurocode fournit des valeurs des coefficients de pression  $C_{pe}$  pour  $S = 1 \text{ m}^2$  et  $S = 10 \text{ m}^2$ .

Pour :  $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$ ,  $C_{pe}$  est déterminé à partir de l'équation suivante :

$$C_e = C_{e,1} + (C_{e,10} - C_{e1}) \log_{10}(S)$$

avec :

$C_{pe,1}$  : coefficient de pression extérieure pour  $S \leq 1 \text{ m}^2$  qui permet le calcul des petits éléments et de leurs fixations .

$C_{pe,10}$  : coefficient de pression extérieure pour  $S \geq 10 \text{ m}^2$  qui permet le calcul de la structure portante.

❖ Calcul de  $C_{pe}$  pour les parois verticales ( $V_L, V_2, V_2'$ ):

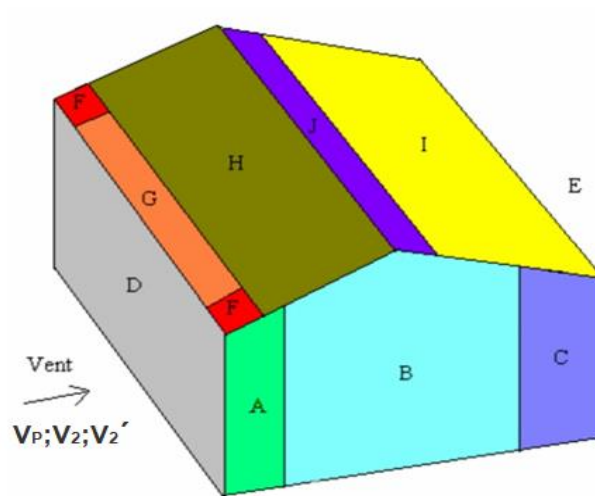


Figure II.16 : direction du vent perpendiculaire au long pan

Pour cette direction du vent :

$$\theta = 0^\circ$$

$$b = 48,5 \text{ m} ; d = 30,5 \text{ m} ; h = 14,5 \text{ m} ; e = 29 \text{ m}$$

$$= \min (b ; 2 h) = \min (48,5 \text{ m} ; 29 \text{ m})$$

e

❖ Dimensionner les zones

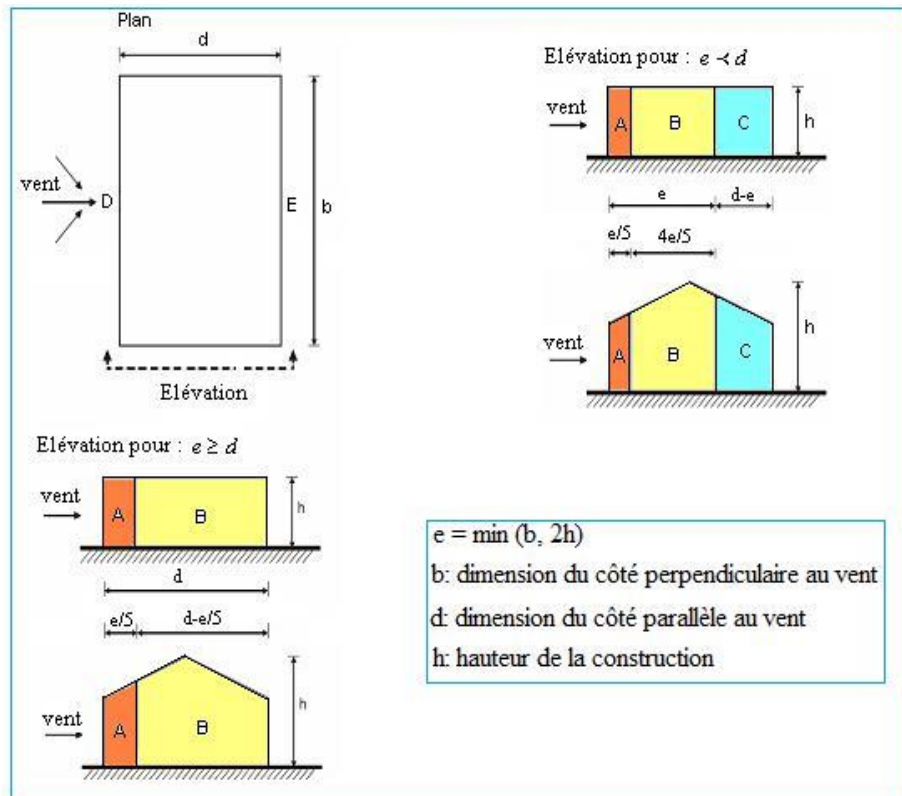


Figure II.17 : légende pour les parois verticales

Zone A :  $e/5 = 5,8$  m  
 Zone B :  $4e/5 = 23,2$  m  
 Zone C :  $d-e = 1,5$  m

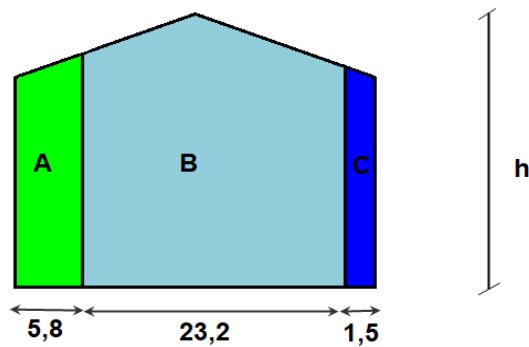


Figure II.18 : dimensions des zones

❖ Calcul des surfaces pour chaque zone :

Tableau II.17 : Les surfaces des zones chargées (parois verticales) (S en m<sup>2</sup>)

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	72,357	313,588	18,18	582	582

Les surfaces des zones de pression A, B, C, D et E sont supérieures à 10m<sup>2</sup>(S ≥ 10m<sup>2</sup>).

Donc : C<sub>pe</sub>= C<sub>pe10</sub> pour chaque zone.

Tableau II.18: Coefficients de pressions extérieures (parois verticales)

A		B		C		D		E	
C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	1.0	-0.3	

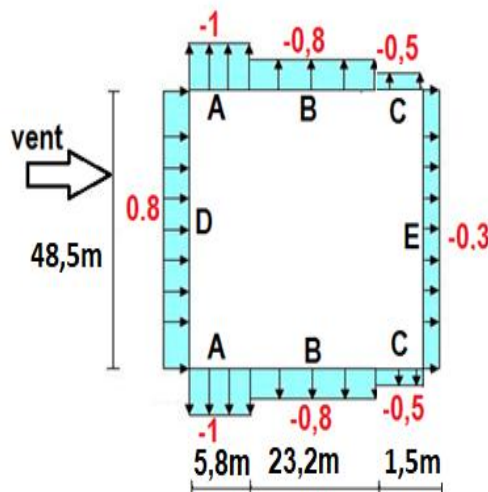


Figure II.19 : Les valeurs de C<sub>pe</sub> qui correspondent à chaque zone des parois verticales

❖ Calcul de C<sub>pe</sub> pour la toiture (V<sub>L</sub>, V<sub>2</sub>, V<sub>2'</sub>):

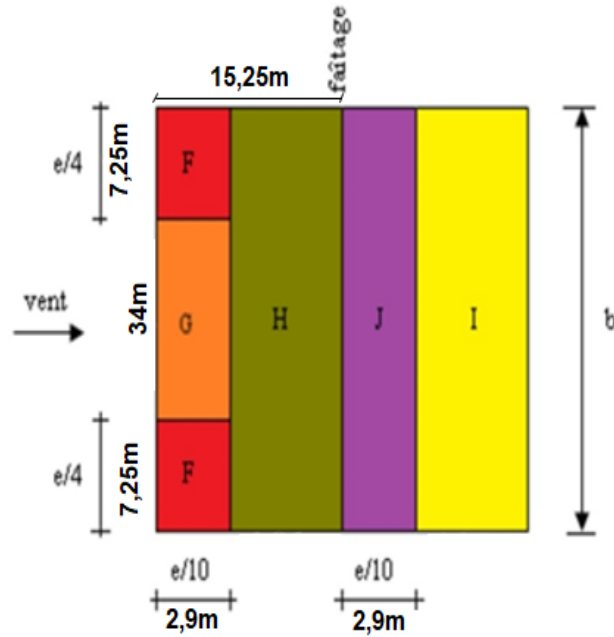


Figure II.20 : La répartition des zones de pression sur la toiture

❖ Calcul des surfaces pour chaque zone :

**Remarque :** Les dimensions des zones de la figure précédente sont avec la projection au plan horizontal.

Tableau II.19 : Les surfaces des zones chargées de la toiture (S en  $m^2$ )

Zone	F	G	H	J	I
Surface ( $m^2$ ) : (avec projection au plan horizontal)	21,025	98,6	598,975	140,65	598,975
Surface ( $m^2$ ) : (surface réel)	21,305	99,92	606,97	142,53	606,97

Les surfaces des zones de pression sont supérieures à  $10m^2$  ( $S \geq 10m^2$ ).

Donc :  $C_{pe} = C_{pe10}$  pour chaque zone.

Tableau II.20 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

Pente	Zone pour vent de direction $\theta = 0^\circ$											
	F		G		H		I		J			
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$		
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6	-1.2	-0.6	-0.6		+0.2		
								+0.2		-1.0		-1.5
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4		-1.0		-1.5	
	+0.2		+0.2		+0.2							
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-0.4		-0.5			
	+0.7		+0.7		+0.4							
45°	+0.7		+0.7		+0.6		-0.2		-0.3			
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.2		-0.3			
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.2		-0.3			

Les résultants de  $C_{pe,10}$  et  $C_{pe,1}$  pour l'angle  $\alpha=9,31^\circ$  sont représentés sur le tableau suivant :

On a :  $\alpha_0=5^\circ < \alpha=9,31^\circ < \alpha_1=15^\circ$

**Interpolation linéaire :**

On a :  $\alpha_0=5^\circ$  et  $\alpha_1=15^\circ$  et  $\alpha=10,78^\circ$

$$F(x) = F(x_0) + \frac{F(x_1) - F(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0) \Rightarrow$$

$$F(x) = F(x_0) + \frac{F(x_1) - F(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$$

$$C_{pi}(x) = C_{pi}(x_0) + \frac{C_{pi}(x_1) - C_{pi}(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$$

Tableau II.21 : Les valeurs de  $C_{pe,10}$  et  $C_{pe,1}$  pour l'angle  $\alpha = 9,31^\circ$

Pente	Zone pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
$\alpha_0 = 5^\circ$	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6	-1.2	-0.6		-0.6	
									+0.2	
$\alpha_1 = 15^\circ$	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4		-1.0	-1.5
	+0.2		+0.2		+0.2					
$\alpha = 9,31^\circ$	-1,35	-2,28	-1,03	-1,78	-0,47	-0,81	-0,51		-0,77	-0,988
	-0,88	-0,56	-0,596	-1,05	-0,255	-0,596			-0,32	-0,53

b.2) Détermination des coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  ( $V_L, V_2, V_2'$ ):

(RNV 2013, §5.2)

Le bâtiment est sans face dominante, donc le coefficient de pression intérieure est déterminé en fonction du rapport de la hauteur à la profondeur du bâtiment ( $h/d$ ), et du rapport d'ouverture  $\mu$  (aires des ouvertures ou le coefficient de pression extérieure est négatif sur l'aire de toutes les ouvertures) pour chaque direction de vent  $\theta$ .

Avec :

$$\mu = \frac{\sum_0^n (\text{aire des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0)}{\sum_0^n (\text{aire de toutes les ouvertures})}$$

❖ L'aire des ouvertures pour chaque façade :

Tableau II.22 : Les surfaces des façades verticales (S en  $m^2$ ).

façades	Long pan avant	Long pan arrière	Pignon gauche	Pignon droite
Aire des façades ( $m^2$ )	582	582	404,125	404,125
Aire des ouvertures ( $m^2$ )	140,75	123,8	69,192	51,894

Le coefficient de pression intérieure pour cette structure est défini dans le troisième cas, ou le bâtiment est sans face dominante.

$$(h/d) = \frac{14,5}{30,5} \quad h/d = 0,48$$

$$\mu = \frac{\sum_0^n \text{aire des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum_0^n \text{aire de toutes les ouvertures}}$$

$$\mu(V_2) = \frac{69,192+123,80+51,894}{140,75+123,80+69,192+51,894}$$

$$\mu(V_2) = 0,64$$

$$\mu(V_2') = \frac{140,75+51,894+69,192}{140,75+123,80+69,192+51,894}$$

$$\mu(V_2') = 0,68$$

**Remarque :**  $0,25 < h/d = 0,30 < 1$  Une interpolation linéaire peut être appliquée pour des valeurs comprises entre :

$h/d = 0,25$  et  $h/d = 1,0$

$$F(x) = F(x_0) + \frac{F(x_1) - F(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$$

$$C_{pi}(x) = C_{pi}(x_0) + \frac{C_{pi}(x_1) - C_{pi}(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$$

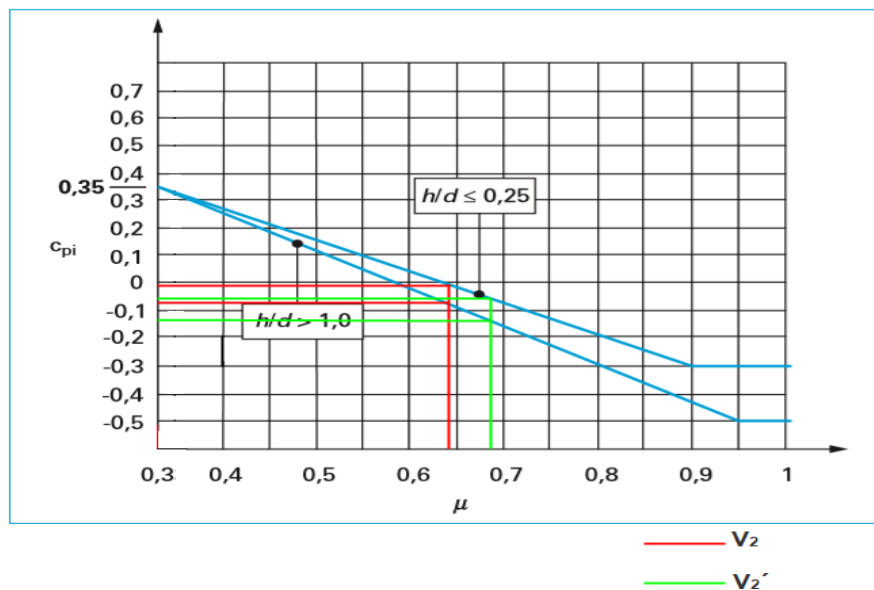


Figure II.21 : valeur de pression intérieure  $C_{pi}$

$x = 0,48$  ( $h/d$  calculé)

$x_0 = 0,25$

$x_1 = 1$

$$C_{pi}(x)(V_2) = -0,01 + \frac{-0,07 - (-0,01)}{1 - 0,25} \times (0,48 - 0,25)$$

$$C_{pi}(x)(V_2) = -0,028$$

$$C_{pi}(x)(V_2') = -0,05 + \frac{-0,14 - (-0,05)}{1 - 0,25} \times (0,48 - 0,25)$$

$$C_{pi}(x)(V_2') = -0,077$$

**b.3) Calcul de la pression aérodynamique du vent ( $V_L, V_2, V_2'$ ):**

Dans notre cas ( $Z_e = Z_i = Z$ ) donc la pression aérodynamique du vent  $W(z)$  est donnée par la formule suivante :

$$W(z) = q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

avec :

$q_p(z)$  : pression dynamique de pointe calculée à la hauteur  $Z$  considérée en (daN / m<sup>2</sup>).

$C_{pe}$  : coefficient de pression extérieure.

$C_{pi}$  : coefficient de pression intérieure.

**Remarque :** Pour le cas du vent  $V_L$  ou toutes les ouvertures sont considérées fermées, on s'intéresse uniquement à la pression aérodynamique extérieure  $W_e = q_p \times C_{pe}$

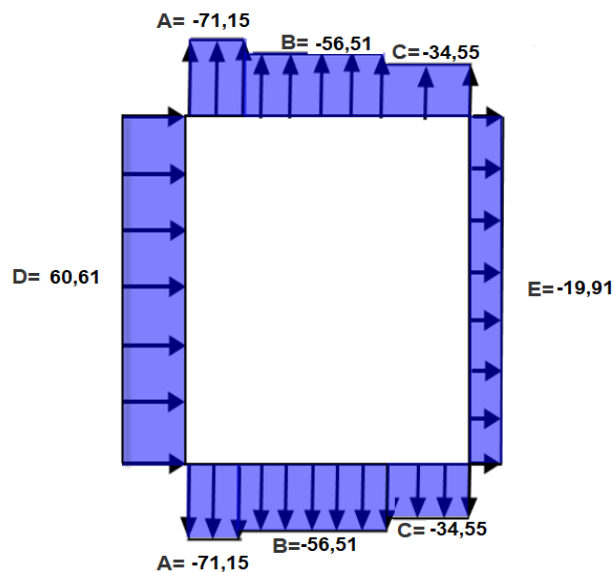
❖ **Parois verticales :**

- Direction du vent  $V_2$  :  $C_{pi}(x)(V_2) = -0,028$

**Tableau II.23 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens  $V_2$**

Zone	$q_p(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$(C_{pe}-C_{pi})$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	73,2	-1	-0,028	-0,972	-71,15
B	73,2	-0,8	-0,028	-0,772	-56,51
C	73,2	-0,5	-0,028	-0,472	-34,55
D	73,2	+0,8	-0,028	+0,828	+60,61
E	73,2	-0,3	-0,028	-0,272	-19,91

Les valeurs de  $W(z)$  (daN/m<sup>2</sup>) sont représentées dans la figure suivante :



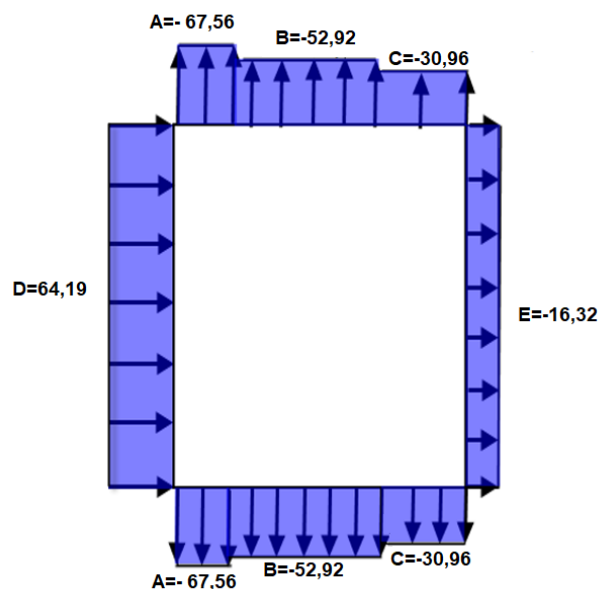
**Figure II.22 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens  $V_2$ .**

- Direction du vent  $V_2'$  :  $C_{pi}(x)(V_2') = -0,077$

**Tableau II.24 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens  $V_2'$ .**

Zone	$q_p(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$(C_{pe}-C_{pi})$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	73,2	-1	-0,077	-0,923	-67,56
B	73,2	-0,8	-0,077	-0,723	-52,92
C	73,2	-0,5	-0,077	-0,423	-30,96
D	73,2	+0,8	-0,077	+0,877	+64,19
E	73,2	-0,3	-0,077	-0,223	-16,32

Les valeurs de  $W(z)$  (daN/m<sup>2</sup>) sont représentées dans la figure suivante :



**Figure II.23 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens  $V_2'$ .**

- Direction du vent  $V_L$  : cas des ouvertures fermées

**Tableau II.25 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens  $V_L$ .**

Zone	$q_p(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	73,2	-1	- 73,2
B	73,2	-0,8	- 58,56
C	73,2	-0,5	- 36,6
D	73,2	+0,8	+58,56
E	73,2	-0,3	- 21,96

Les valeurs de  $W(z)$  (daN/m<sup>2</sup>) sont représentées dans la figure suivante :

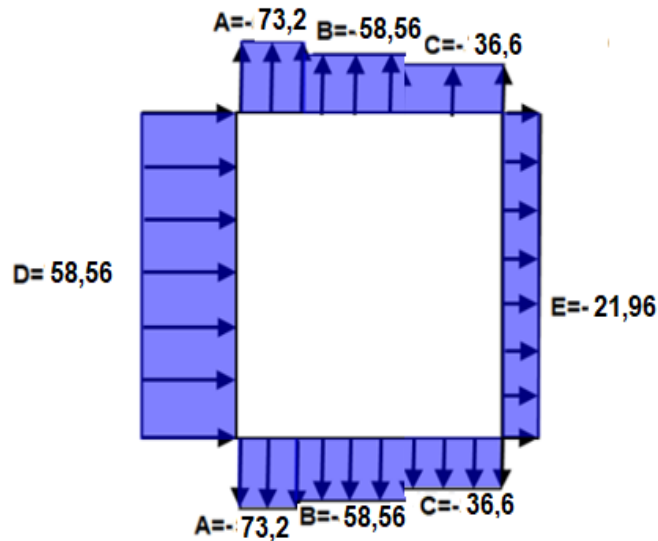


Figure II.24 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens  $V_L$ .

❖ Versant de toiture ( $V_L, V_2, V_2'$ ) :

- Direction du vent  $V_2$  :  $C_{pi}(x)(V_2) = -0,028$

Tableau II.26 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, sens  $V_2$

Zone	$q_p(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$(C_{pe}-C_{pi})$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	73,2	-1,35	-0,028	- 1, 322	-96,77
		-0,88		-0,852	-62,36
G	73,2	-1,03	-0,028	- 1,002	-73,35
		-0,596		-0,568	-41,58
H	73,2	-0,47	-0,028	- 0,442	-32,35
		-0,255		-0,227	-16,61
J	73,2	-0,77	-0,028	-0,742	-54,31
		-0,32		-0,292	-21,74
I	73,2	-0,51	-0,028	-0,482	-35,28

Les valeurs de  $W(z)$  (daN/m<sup>2</sup>) sont représentées dans la figure suivante :

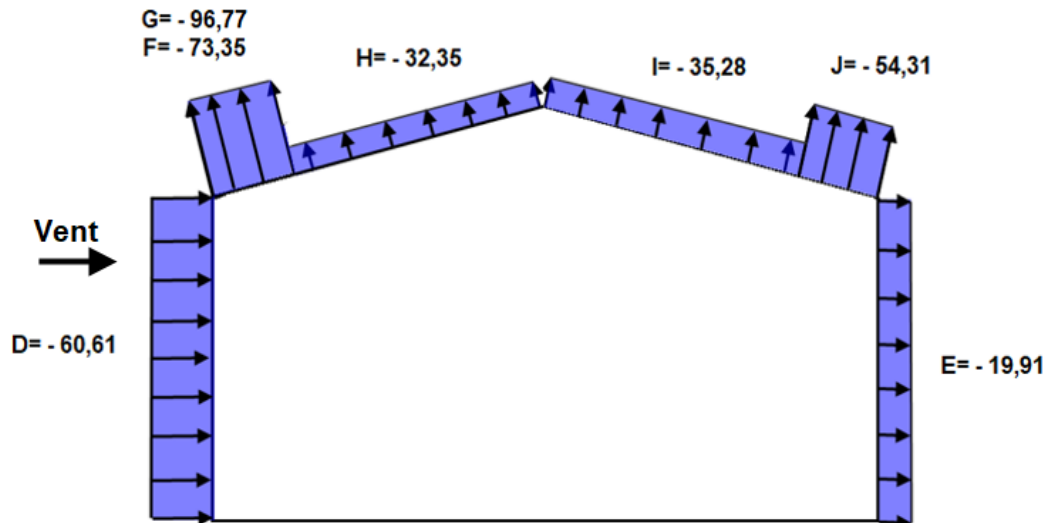


Figure II.25 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens  $V_2$ .

- Direction du vent  $V_2'$  :  $C_{pi}(x)(V_2') = -0,077$

Tableau II.27 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens  $V_2'$

Zone	$q_p(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$(C_{pe}-C_{pi})$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	73,2	-1,35	-0,077	- 1, 273	-93,18
		-0,88		-0,803	-58,78
G	73,2	-1,03	-0,077	- 0,953	-69,75
		-0,596		-0,519	-37,99
H	73,2	-0,47	-0,077	- 0,393	-28,76
		-0,255		-0,178	-13,03
J	73,2	-0,77	-0,077	-0,693	-50,73
		-0,32		-0,243	-17,78
I	73,2	-0,51	-0,077	-0,433	-31,69

Les valeurs de  $W(z)$  (daN/m<sup>2</sup>) sont représentées dans la figure suivante :

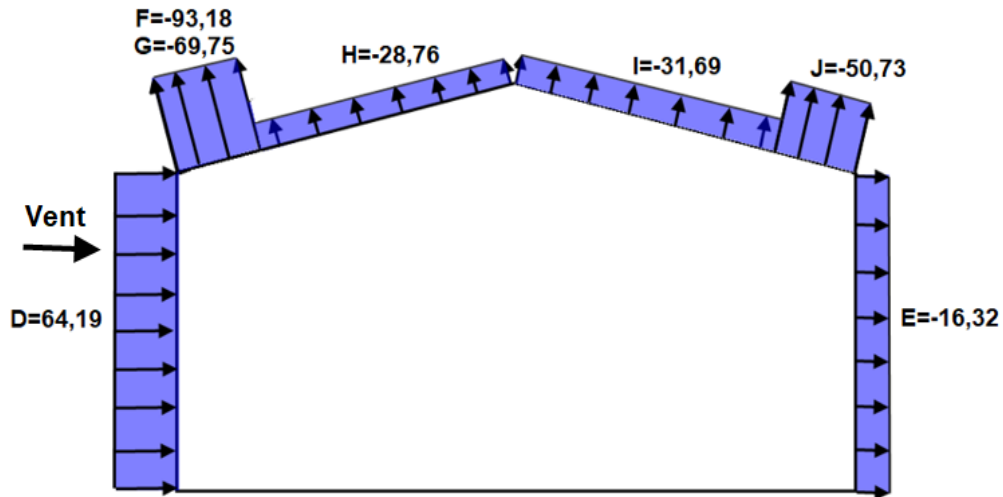


Figure II.26 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens  $V_2'$ .

- Direction du vent  $V_L$ : cas des ouvertures fermées

Tableau II.28 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens  $V_L$

Zone	$q_p(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	73,2	-1,35	- 98,82
		-0,88	- 64,42
G	73,2	-1,03	-75,40
		-0,596	- 43,63
H	73,2	-0,47	- 34,40
		-0,255	- 18,67
J	73,2	-0,77	- 56,36
		-0,32	- 23,42
I	73,2	-0,51	- 37,33

Les valeurs de  $W(z)$  (daN/m<sup>2</sup>) sont représentées dans la figure suivante :

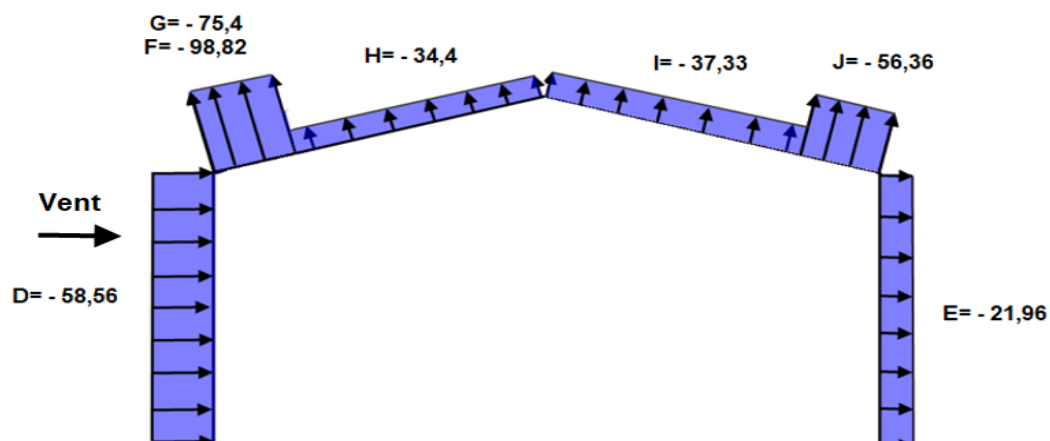


Figure II.27 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens  $V_2$ .

D'après les résultats des calculs de la pression aérodynamique du vent, on constate que les directions du vent suivant le long pan ( $V_L$ ), et le pignon ( $V_P$ ) sont les plus défavorables.

#### F) Force de frottement : (RNV 2013, §4)

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent au-delà d'une distance des bords au vent égale à la plus petite des valeurs  $(2b)$  et  $(4h)$

avec :

$d$  : dimension (en m) de la construction parallèle au vent.

$b$  : dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent.

$h$  : hauteur (en m) de la construction.

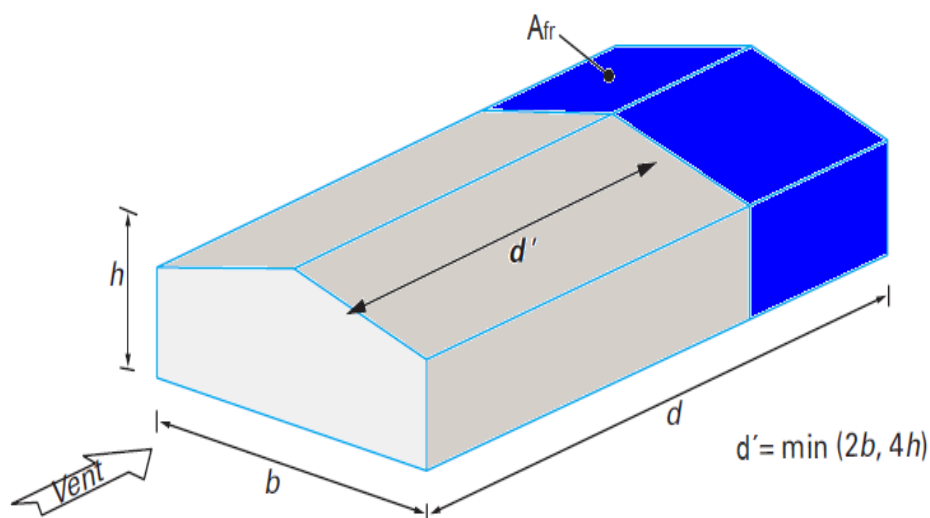


Figure II.28 : l'aire de l'élément de surface balayé par le vent

La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_p(z) \times C_{fr} \times A_{fr})$$

Avec :

$A_{fr}$ : (en  $m^2$ ) l'aire de l'élément de surface considérée.

$q_p(z)$  : (en  $daN/m^2$ ) la pression dynamique du vent à la hauteur  $h$  considérée.

$C_{fr}$ : le coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée.

On a un état de surface lisse alors  $C_{fr} = 0.01$ .

**Remarque :** La force de frottements est négligeables si :

$$\Sigma \text{Aire totale des surface // au vent} \leq 4 \Sigma \text{Aire totale des surfaces } \perp \text{ au vent}$$

$$S_2 + S_1 \leq 4 S_3$$

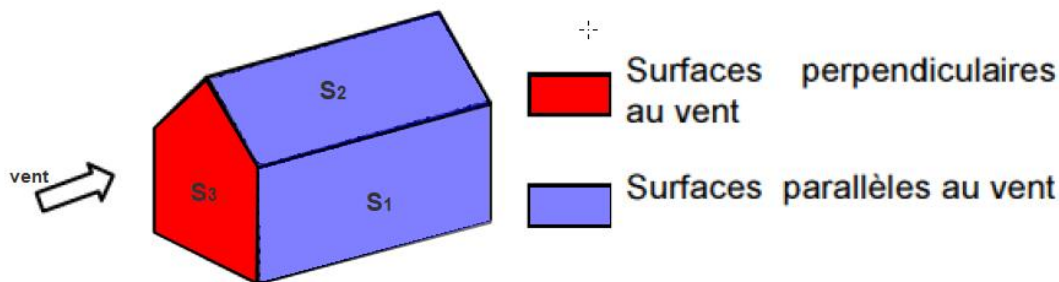


Figure II.29 : les parois parallèle et perpendiculaire au vent

$$S_1 = 48,5 \times 12 = 582 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (15,25 / \cos 9,31^\circ) \times 48,5 = 749,4977 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 404,125 \text{ m}^2$$

$$S_1 + S_2 = 582 + 749,4977 = 1331,4977 \text{ m}^2$$

$$(S_2 + S_1) = 1331,4977 \text{ m}^2 \leq (4 S_3) = 1616,5 \text{ m}^2$$

=> La force de frottement est négligeable

### G) Action d'ensemble : (RNV 2013, §2.6)

La force résultante  $R$  est donnée par :

$$R = C_d \times \sum (W(z) \times A_{ref}) + \sum F_{fr}$$

Avec :

$W(z)$  : (en  $\text{daN/m}^2$ ) : pression aérodynamique du vent qui s'exerce sur un élément de surface considérée.

$A_{\text{ref}}$  (en  $\text{m}^2$ ) : l'aire de l'élément de surface considérée.

$F_{\text{fr}}$  (en  $\text{daN}$ ) : les forces de frottements (d'entraînement) éventuelles, dans notre cas elle est négligeable.

$C_d$  : Le coefficient dynamique, dans notre cas  $C_d = 1$

**a) Cas de vent perpendiculaire au pignon  $V_P$ :**

(Direction du vent ( $\theta = 90^\circ$ ))

Pente du versant :  $\alpha = 9,31^\circ$

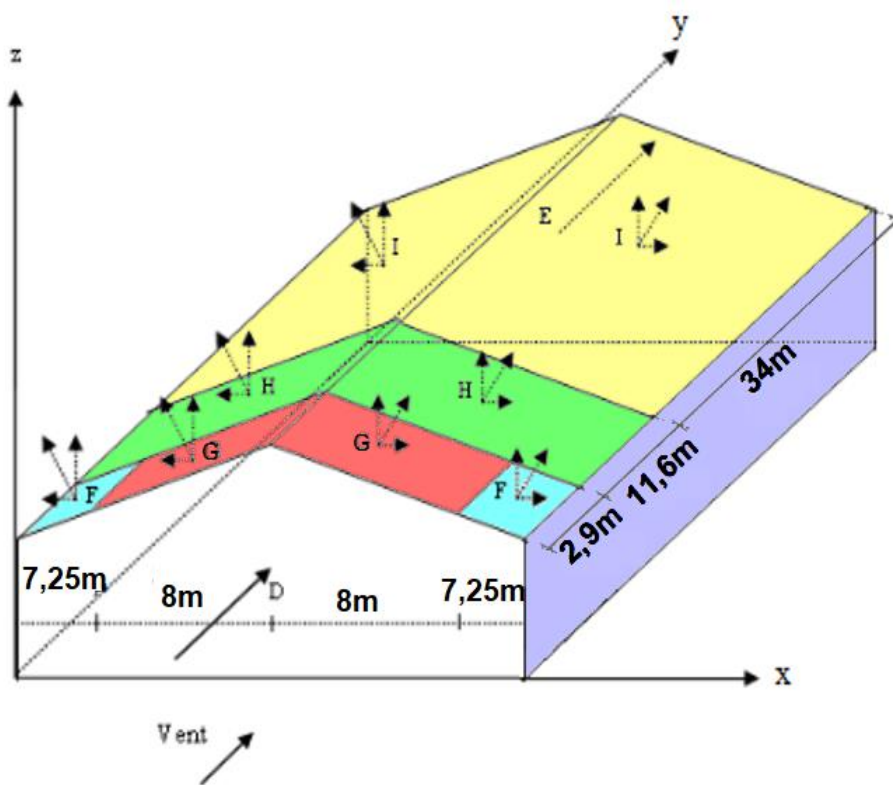


Figure II.30 : représentation de la pression aérodynamique pour chaque zone pour la direction du vent  $V_P$

$$R = \sum (W(z) \times A_{\text{ref}})$$

**Remarque :** pour cette direction du vent la force résultante est nulle selon l'axe  $xx'$ .

Tableau II.29 : valeurs Des forces horizontales et verticales (vent V<sub>P</sub>)

zone	Composante horizontale yy' (daN)	Composantes verticales zz' (daN)
D	$+58,56 \times 404,125 = 23665,56 \rightarrow$	0
E	$-21,96 \times 404,125 = 8874,585 \rightarrow$	0
F <sub>1</sub>	0	$107,6 \times 21,025 = 2262,29 \uparrow$
F <sub>2</sub>	0	$107,6 \times 21,025 = 2262,29 \uparrow$
G <sub>1</sub>	0	$95,16 \times 23,2 = 2207,71 \uparrow$
G <sub>2</sub>	0	$95,16 \times 23,2 = 2207,71 \uparrow$
H <sub>1</sub>	0	$48,09 \times 92,8 = 4462,75 \uparrow$
H <sub>2</sub>	0	$48,09 \times 92,8 = 4462,75 \uparrow$
I <sub>1</sub>	0	$40,77 \times 272 = 11089,44 \uparrow$
I <sub>2</sub>	0	$40,77 \times 272 = 11089,44 \uparrow$
Total	$R_y = 32540,145 \rightarrow$	$R_z = 40044,38 \uparrow$

**b) Cas de vent perpendiculaire au long pan VL:**

Direction du vent ( $\theta = 0^\circ$ )

Pente du versant :  $\alpha = 9,31^\circ$

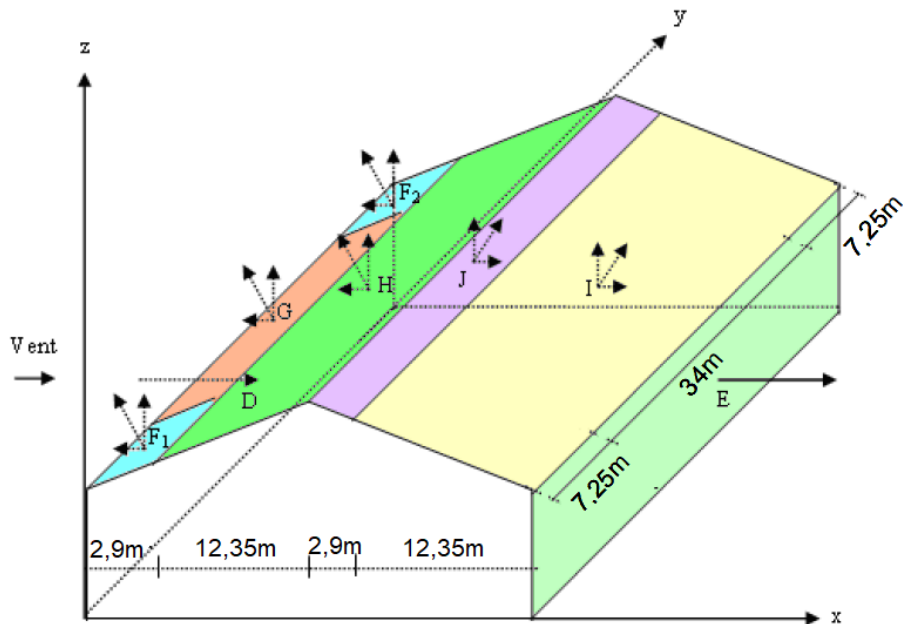


Figure II.31 : représentation de la pression aérodynamique pour chaque zone pour la direction du vent V<sub>L</sub>

$$R = \sum (W(z) \times A_{ref})$$

**Remarque :** pour cette direction du vent la force résultante est nulle selon l'axe  $yy'$ .

Tableau II.20 : valeurs Des forces horizontales et verticales (vent  $V_L$ )

zone	Composante horizontale $xx'$ (daN)	Composantes verticales $zz'$ (daN)
D	$58,56 \times 582 \times \text{tg}9,31 = 5587,24 \rightarrow$	0
E	$21,96 \times 582 \times \text{tg}9,31 = 2095,21 \rightarrow$	0
F <sub>1</sub>	$98,82 \times 21,025 \times \text{tg}9,31 = 340,61 \leftarrow$	$98,82 \times 21,025 = 2077,69 \uparrow$
F <sub>2</sub>	$98,82 \times 21,025 \times \text{tg}9,31 = 340,61 \leftarrow$	$98,82 \times 21,025 = 2077,69 \uparrow$
G	$75,40 \times 98,6 \times \text{tg}9,31 = 1218,76 \leftarrow$	$75,40 \times 98,6 = 7434,44 \uparrow$
H	$34,40 \times 598,975 \times \text{tg}9,31 = 3377,85 \leftarrow$	$34,40 \times 598,975 = 20604,74 \uparrow$
I	$37,33 \times 598,975 \times \text{tg}9,31 = 3665,55 \rightarrow$	$37,33 \times 598,975 = 22359,74 \uparrow$
J	$56,36 \times 140,65 \times \text{tg}9,31 = 1299,52 \rightarrow$	$56,36 \times 140,65 = 7927,03 \uparrow$
Total	$R_x = 7369,69 \rightarrow$	$R_z = 62481,33 \uparrow$

**H) Calcul de stabilité d'ensemble :**

**a) Stabilité longitudinale : petite face au vent**

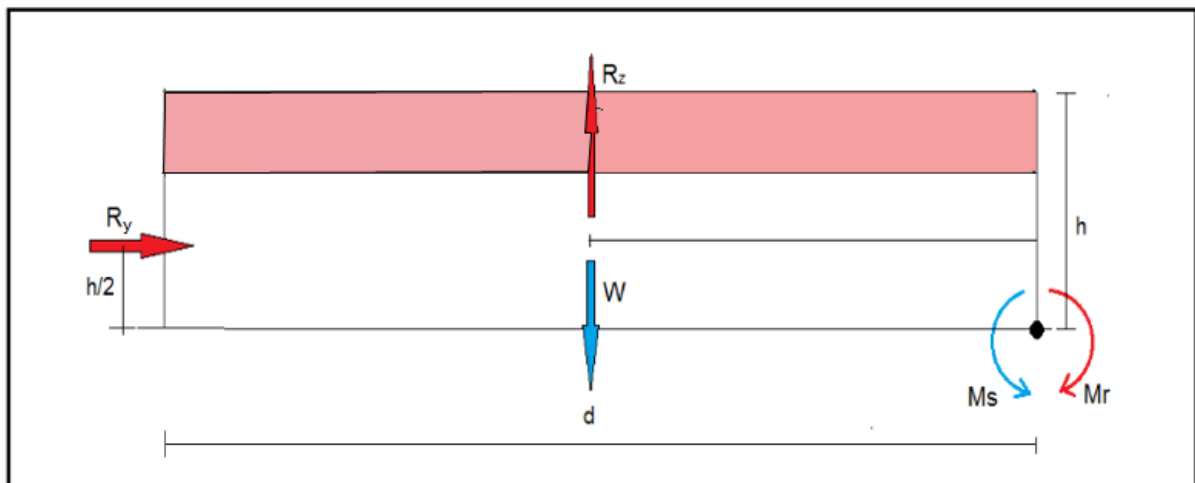


Figure II.32 : représentation des charges provoquant un moment de renversement au pignon

❖ Calcul du moment de renversement

$$M_r = R_y \times \frac{h}{2} + R_z \times \frac{d}{2}$$

$$M_r = (32540,145 \times \frac{14,5}{2}) + (40044,38 \times \frac{48,5}{2})$$

$M_r = 1206992,266 \text{ daN.m}$

❖ Calcul du moment stabilisant :

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

Avec :

w : poids total de la surface du hangar ( $w = 50 \text{ daN/m}^2$ ).

$$w = 50 \times S_{\text{sol}}$$

$$w = 50 \times 30,5 \times 48,5$$

$$w = 73962,5 \text{ daN}$$

$$M_s = 73962,5 \times \frac{48,5}{2} = 1793590,62 \text{ daN.m}$$

$$M_r = 1206992,266 \text{ daN.m} < M_s = 1793590,62 \text{ daN.m}$$

**Conclusion :**  $M_r < M_s$  : la stabilité longitudinale est vérifiée

b) Stabilité transversal (grande face au vent ( $V_L$ )) :

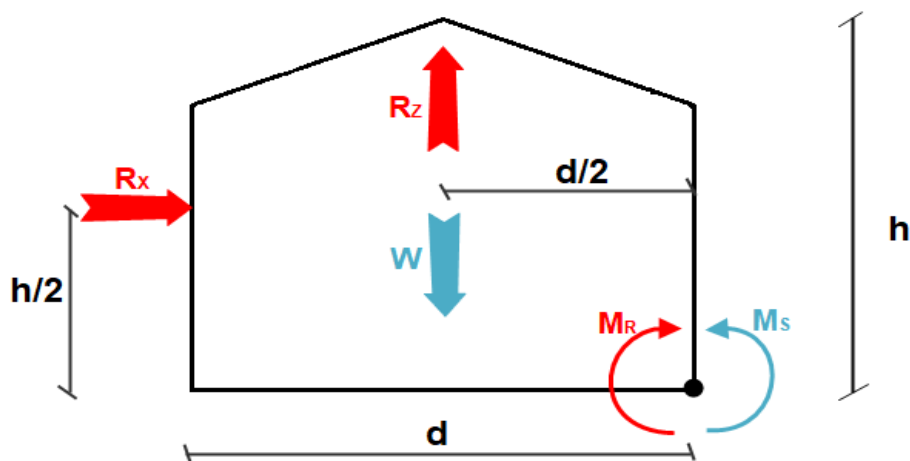


Figure II.33 : représentation des charges provoquant un moment de renversement au long pan

❖ Calcul du moment de renversement :

$$M_r = R_x \times \frac{h}{2} + R_z \times \frac{d}{2}$$

$$M_r = 7369,69 \times \frac{14,5}{2} + 62481,33 \times \frac{30,5}{2}$$

$$M_r = 1006270,535 \text{ daN /m}$$

❖ Calcul du moment stabilisant (avec un poids propre du hangar estimé) :

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

Avec :

$w$  : poids total de la surface du hangar ( $w = 50 \text{ daN/m}^2$ ).

$$w = 50 \times S_{\text{sol}}$$

$$w = 50 \times 30,5 \times 48,5$$

$$w = 73962,5 \text{ daN}$$

$$M_s = W \times \frac{d}{2}$$

$$M_s = 73962,5 \times \frac{30,5}{2}$$

$$M_s = 1127928,12 \text{ daN.m}$$

$$M_r = 986466,76 \text{ daN /m} < M_s = 1127928,12 \text{ daN.m}$$

**Conclusion :**  $M_r < M_s$  : la stabilité transversale est vérifiée.

### 3) ETUDE A LA NEIGE :

Cette étude a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

#### **A) Domaine d'application :** (RNV 2013§2)

Il s'applique à l'ensembles des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Au de la de 2000 mètres le marcher doit préciser la valeur de charge de neige à prendre en compte.

#### **B) La charge de neige sur le sol:** (RNV 2013§4)

La charge caractéristique de neige sur le sol  $S_k$  par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. La valeur de  $S_k$  est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude  $H$  du point considéré (par rapport au niveau de la mer).

$$\text{Zone A : } S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100}$$

$$\text{Zone B : } S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100}$$

$$\text{Zone C : } S_k = \frac{0,0325 \times H}{100}$$

Zone D : (Pas de neige une charge représentant l'ensablement des terrasses).

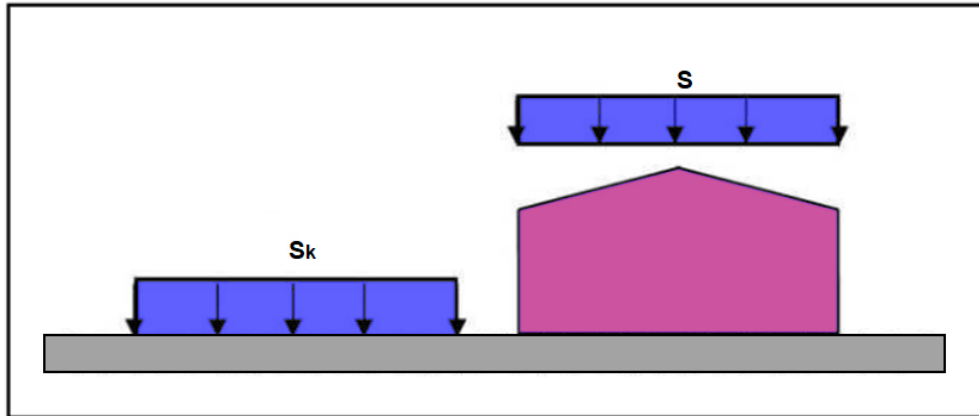


Figure II.34 : représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

Dans notre cas :

- Le projet est implanté à OUED AISSI wilaya de TIZI-OUZOU qui est classée en zone A selon la classification de (L'annexe 1 RNVA2013).
- L'altitude du projet est d'environ 100 m.
- Donc : Sk est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0,07H + 15}{100} \quad [Kn/m^2]$$

- H : altitude du site par rapport au niveau de la mer : H = 100 m

$$S_k = \frac{0,07 \times 100 + 15}{100} = 0,22 \text{ kN/m}^2$$

**$S_k = 0,22 \text{ kN/m}^2$**

### C) Coefficient de forme de la toiture : (RNV 99)

Le Coefficient de forme des toitures  $\mu_i$  dépend de la forme de la toiture, et les valeurs des coefficients de forme  $\mu_1$  et  $\mu_2$  sont donnés en fonction de la pente du versant (angle  $\alpha$  du toit avec l'horizontal), dans le tableau suivant :

Tableau II.31 : valeurs des coefficients de forme  $\mu_1$  et  $\mu_2$

( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$15^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$60^\circ \leq \alpha$
Coefficient $\mu_1$	0,8	0,8	$0,8 \times \left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0
Coefficient $\mu_2$	0,8	$0,8 + 0,6 \times \left(\frac{\alpha - 15}{30}\right)$	$1,1 \times \left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0

Dans notre cas la structure a une toiture a deux versants symétrique avec une pente  $\alpha = 9,31^\circ$

$$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 9,31^\circ \leq 15^\circ$$

Donc le coefficient de forme :  $\mu=0,8$

#### D) Calcul des charges de neige sur la toiture : (RNV 2013§3.1)

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Avec :

$S_k$  : est la charge de neiges sur le sol en  $\text{kN/m}^2$

$\mu$  : est un coefficient d'ajustement des charges

#### a) Charge de neige répartie sans redistribution par le vent :

$$S = \mu \cdot S_k$$

on a : (  $\mu = 0,8$  ;  $S_k = 0,22$  )

$S = 0,8 \times 0,22 = 0,176 \text{ kN/m}^2$  : Par projection horizontale.

$S = 0,8 \times 0,22 \cos 9,31^\circ = 0,1736 \text{ kN/m}^2$  : Suivant rampant.

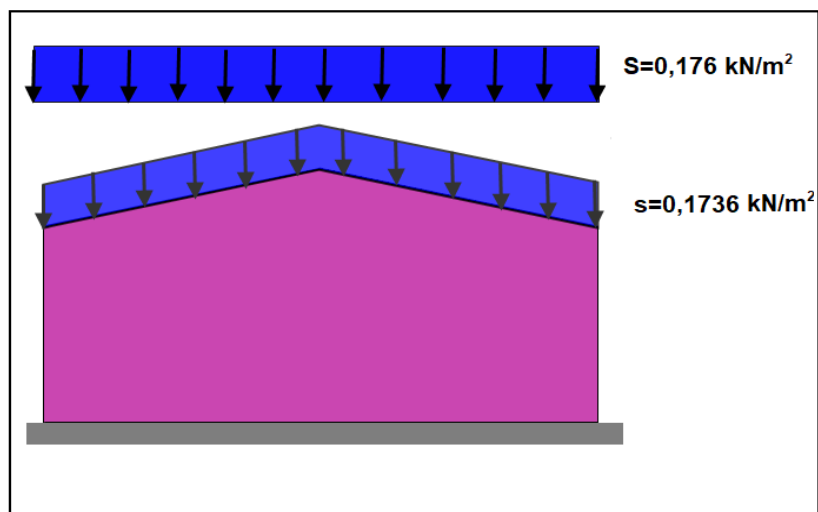


Figure II.35 : charge de neige répartie sans redistribution par le vent

**b) Charge de neige répartie avec redistribution par le vent :**

L'un des versants aura la moitié de sa charge de neige calculée sans redistribution par le vent, et l'autre versant aura la même valeur de sa charge de neige calculée sans redistribution par le vent.

**Versant 1 :**

$$S = 0,5 \times \mu \cdot S_K \quad \text{on a : } (\mu = 0,8 ; S_K = 0,22)$$

$$S = 0,5 \times 0,8 \times 0,22 = 0,088 \text{ kN/m}^2 : \text{ Par projection horizontale.}$$

$$S = 0,5 \times 0,8 \times 0,22 \cos 9,31^\circ = 0,0868 \text{ kN/m}^2 : \text{ Suivant rampant.}$$

**Versant 2 :**

$$S = \mu \cdot S_K \quad \text{on a : } (\mu = 0,8 ; S_K = 0,22)$$

$$S = 0,8 \times 0,22 = 0,176 \text{ kN/m}^2 : \text{ Par projection horizontale.}$$

$$S = 0,8 \times 0,22 \cos 9,31^\circ = 0,1736 \text{ kN/m}^2 : \text{ Suivant rampant.}$$

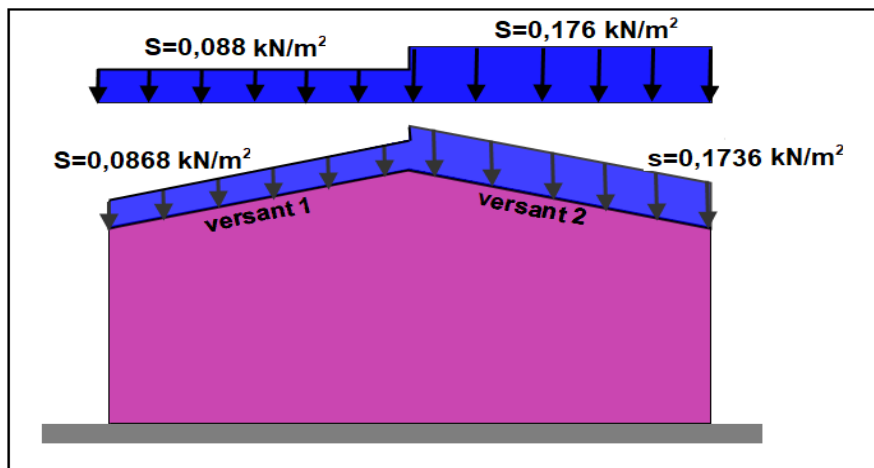
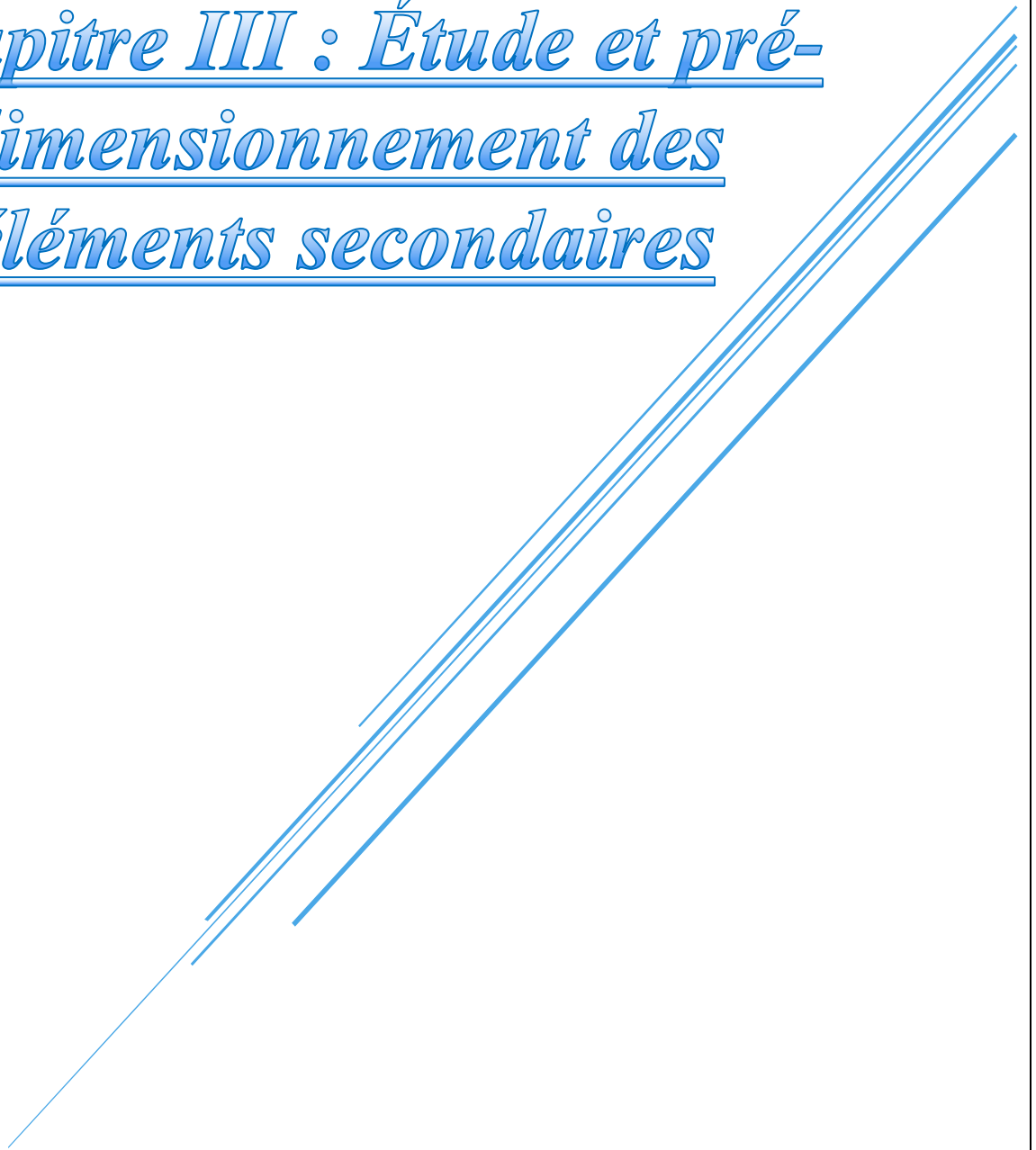


Figure II.36 : charge de neige répartie avec redistribution par le vent

**4) Conclusion :**

L'étude climatique nous a permis de déterminer les différentes charges du vent et de la neige agissant sur la structure, qui doit être conçue et dimensionnée à partir des résultats trouvés pour résister à ces charges, qui sont susceptibles de se produire au cours de la vie de cette structure sur son lieu d'implantation.

*Chapitre III : Étude et pré-  
dimensionnement des  
éléments secondaires*



**1) INTRODUCTION :**

Dans ce chapitre on s'intéresse au calcul des éléments secondaires constituent le bâtiment et qui seront soumis aux différents sollicitations, le principe de la vérification nécessite la résistance et la stabilité de la structure. Les formules de vérification utilisées sont tirées de l'Eurocode 03 et de l'ouvrage de (Mr DAHMANI).

**Principe de pré-dimensionnement :**

Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour estimer les profilés qui convient à la structure, et ça se fait à l'aide des formules de vérification de la résistance et du tableau des valeurs empiriques donner par l'Annexe A6.1

**Tableau III.1 : Valeurs empiriques pour le pré dimensionnement d'un halle industrielle**

Halle industrielle	
Panne continue de toiture en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{40}$
Panne continue de toiture en profilé formé à froid	$h \cong \frac{l}{30}$
filière continue de façade en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{40}$
Traverse de façade en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{30}$
Traverse de carde en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{30}$
traverse de carde en profil composé à âme pleine	$h \cong \frac{l}{15} \text{ à } \frac{l}{25}$
Ferme à treillis de hauteur constante	$h \cong \frac{l}{12}$
Ferme à treillis de forme triangulaire	$h \cong \frac{l}{4} \text{ à } \frac{l}{6}$
Montant de carde en profilé laminé	Profilé HE de même aire de section que la traverse
Poteau en profilé laminé	Profilé HE d'élanement $\lambda_k \leq 50$
Diagonale de contreventement triangulée	Profilé HE d'élanement $\lambda_k \leq 250$

## 2) Etude de panne :

### A) Définition :

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage et réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilés formés à froid en (Z), (U), ( $\Sigma$ ) ou en treillis pour les portées supérieures à 6m. Les pannes sont posées sur les traverses ou fermes et fixées par boulonnage, à l'aide d'échantignoles, la figure ci-dessous nous montre la disposition de la panne sur la toiture :

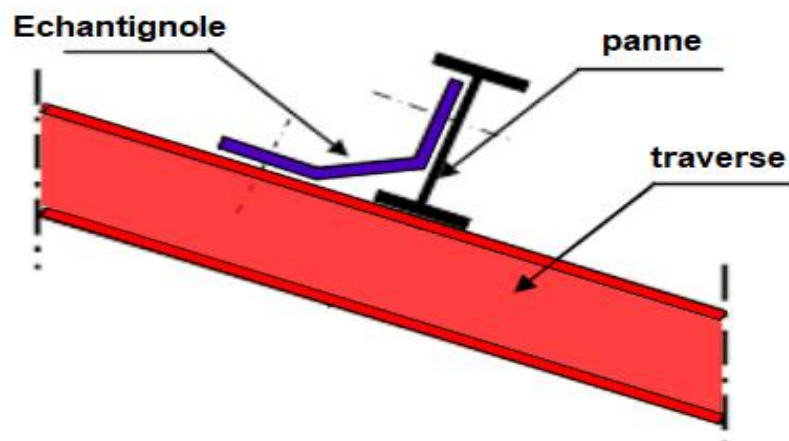


Figure III. 1 : Disposition de la panne sur la toiture.

#### ▪ pré-dimensionnement des pannes:

Les pannes sont des profilés laminés avec une portée de 6 m

La hauteur minimale du profilé :  $h \geq L / 40$

$$h \geq L / 40 = 6000 / 40 \quad h \geq 150\text{mm}$$

On prend IPE180

### B) Les caractéristiques des éléments de la toiture :

- L'espace le plus défavorable entre les pannes se trouve dans la zone F à la direction du vent au pignon ( $V_p$ ) qui est  $e = 1,511$  m.
- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance  $l = 6$  m.
- On dispose de 11 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est  $\alpha = 9,31^\circ$
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) .....12 daN/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires de pose.....5 daN/m<sup>2</sup>

- Poids propre de la panne (IPE 180).....18,8 daN/ml
- Poids propre du faux plafond..... 10 Kg/m<sup>2</sup> = 10 daN/m<sup>2</sup>
- Les pannes sont en acier S235 ..... (fy = 235 N/mm<sup>2</sup>).

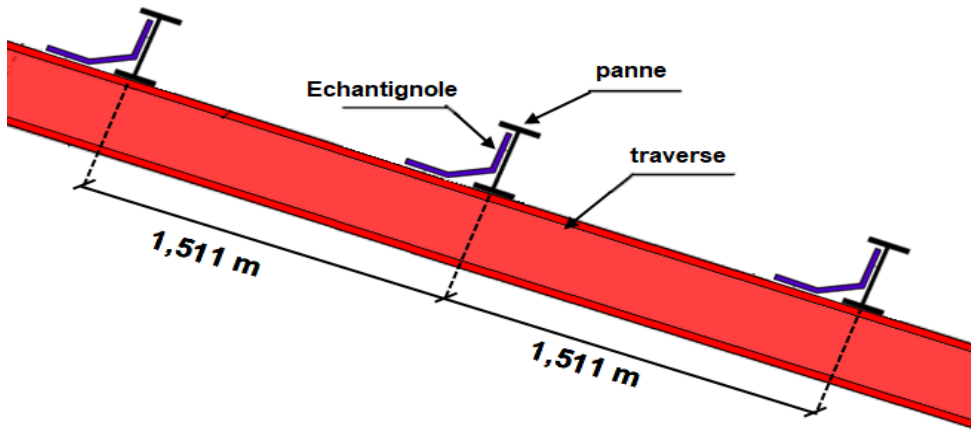


Figure III.2: Dispositif des pannes sur la traverse.

### C) Evaluation des charges et surcharges

#### a) Les charges permanentes (G) :

La charge permanente (notées G dans la réglementation) comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que faux plafond, couverture, accessoires de pose.

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}} + P_{\text{plafond}}) \times e + P_{\text{panne}}$$

$$G = (120 + 50 + 100) \times 1,511 + 188$$

$$G = 59,597 \text{ daN/ml}$$

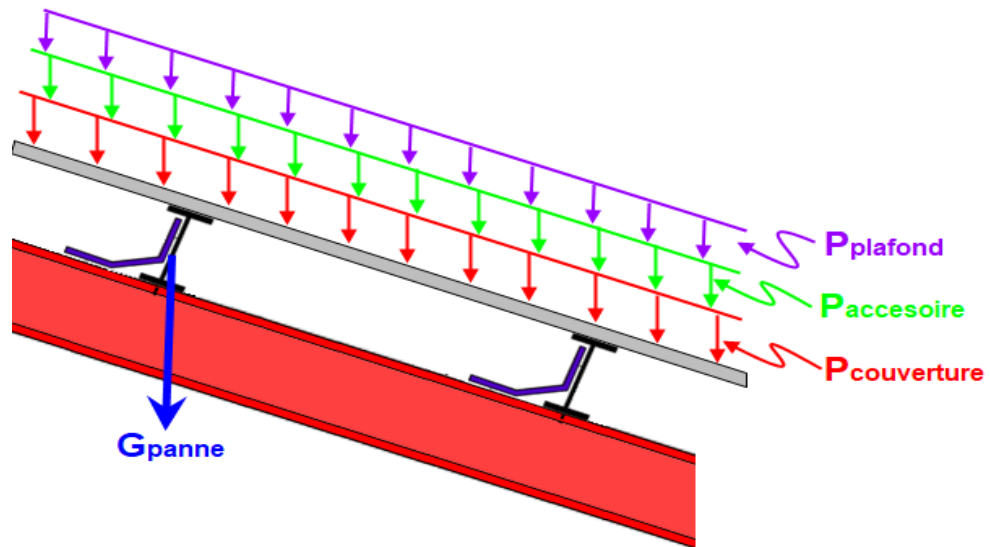


Figure III. 3 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

**b) Surcharges d'entretien (E) :**

Dans le cas des toitures inaccessibles (catégorie H), le règlement Eurocode 1 préconise une charge d'entretien  $E = 1 \text{ kN/m}^2$ .

$$E = 1 \times 1,511$$

$$E = 151,1 \text{ daN/ml}$$

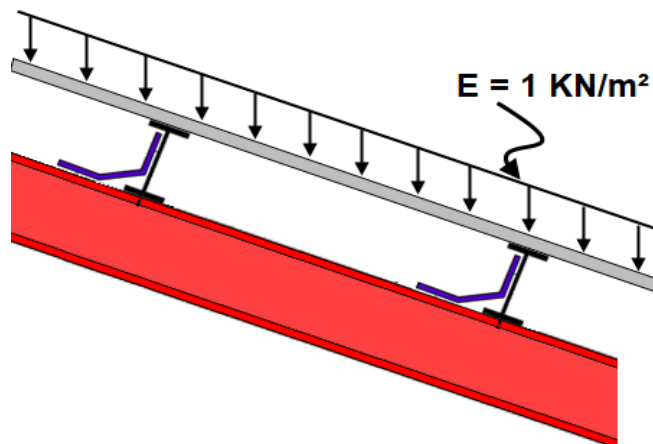


Figure III. 4 : Schéma statique des surcharges d'entretien E sur les pannes.

**c) Surcharges du vent (V) :**

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent de direction  $V_p$  (vent au pignon, cas des ouvertures fermées), cette panne est situer dans la zone F avec un vent de soulèvement.

$V = -107,6 \text{ daN/m}^2$ .....(chapitre II, tableau II.16).  
 $V = -107,6 \times 1,511$   
 $V = -162,84 \text{ daN/ml}$

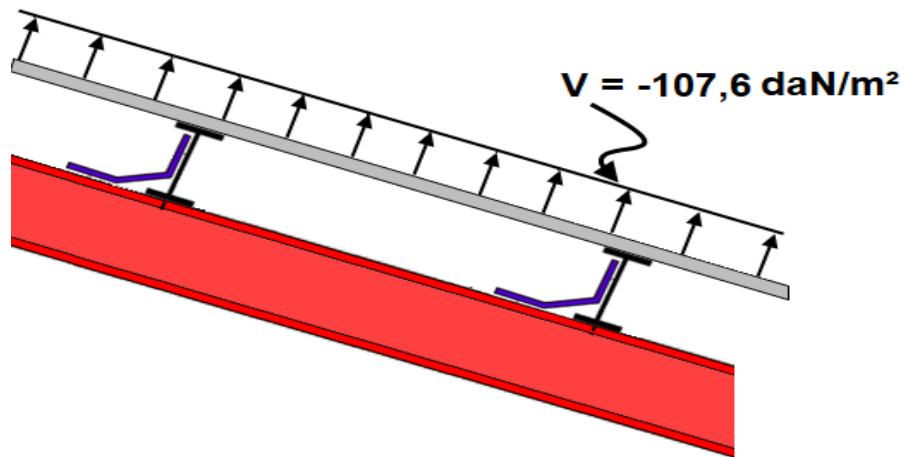


Figure III.5 : Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes.

**d) Surcharges de la neige (N) :**

La surcharge de neige est en fonction de site d'implantation de la construction (région, altitude) et de la forme de toiture.

$N = 0,1736 \text{ KN/m}^2$ .....(chapitre II.2 étude de la neige).  
 $N = 0,1736 \times 1,511$   
 $N = 26,23 \text{ daN/ml}$

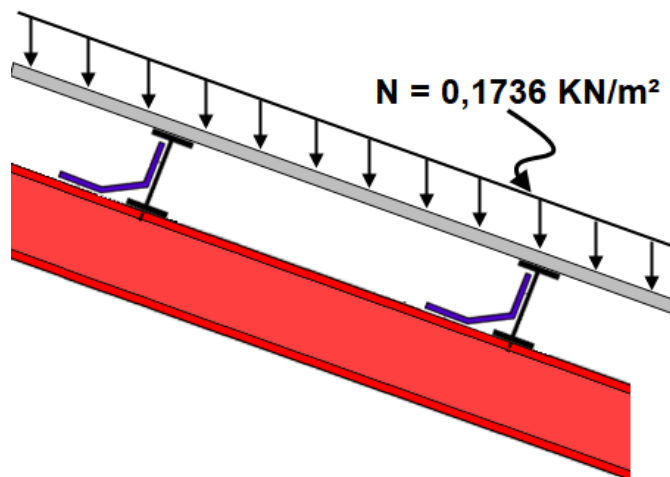


Figure III.6 : Schéma statique des surcharges de la neige sur les pannes.

**D) Combinaisons de charges les plus défavorables**

**a) Action vers le bas :**

**à l'ELU :**

$$Q_{sd,1} = 1,35G + 1,5E = 1,35 \times 59,597 + 1,5 \times 151,1 = 307,106 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd,2} = 1,35G + 1,5N = 1,35 \times 59,597 + 1,5 \times 26,23 = 119,8 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd,1} ; Q_{sd,2} )$$

$$Q_{sd} = Q_{sd,1} = \mathbf{307,106 \text{ daN/ml.}}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 307,106 \times \cos(9,31) = 303,06 \text{ daN/m}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 307,106 \times \sin(9,31) = 49,68 \text{ daN/m}$$

**à l'ELS :**

$$Q_{sd,1} = G + E = 59,597 + 151,1 = 210,697 \text{ daN/ml.}$$

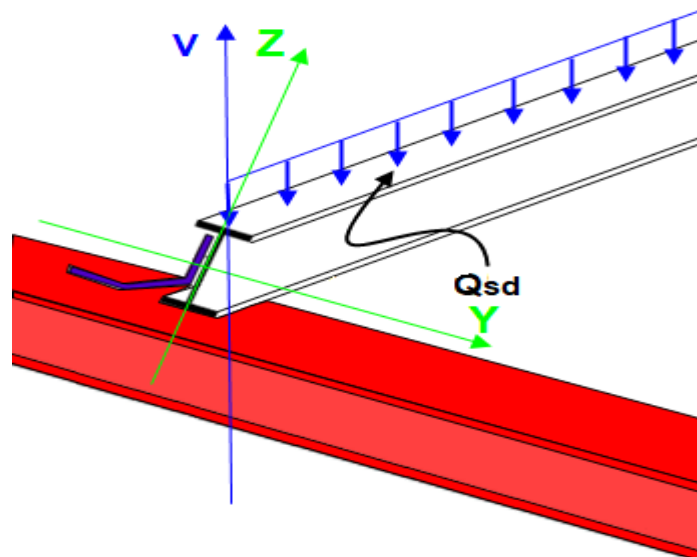
$$Q_{sd,2} = G + N = 59,597 + 26,23 = 85,827 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd,1} ; Q_{sd,2} )$$

$$Q_{sd} = Q_{sd,1} = \mathbf{210,697 \text{ daN/ml.}}$$

$$Q_{z,Sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 210,697 \times \cos(9,31) = 207,92 \text{ daN/m}$$

$$Q_{y,Sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 210,697 \times \sin(9,31) = 34,08 \text{ daN/m}$$



**Figure III.7 : Schéma statique de charge résultante verticale  $Q_{sd}$  sur la pannes.**

**b) Action vers le haut :**

**à l'ELU :**

$$Q_{sd}' = G + 1,5V$$

$$Q_{z,sd}' = G \times \cos(\alpha) + 1,5V = 59,597 \times \cos(9,31) + 1,5 \times (-162,84)$$

$$Q_{y,sd}' = G \times \sin(\alpha) = 59,597 \times \sin(9,31)$$

$$Q_{z,sd}' = -185,45 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y,sd}' = 9,64 \text{ daN/ml.}$$

**à l'ELS :**

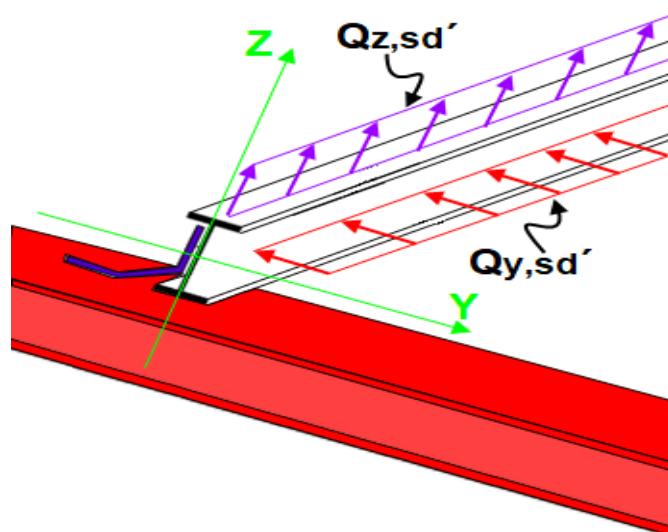
$$Q_{sd}' = G + V$$

$$Q_{z,sd}' = G \times \cos(\alpha) + V = 59,597 \times \cos(9,31) + (-162,84)$$

$$Q_{y,sd}' = G \times \sin(\alpha) = 59,597 \times \sin(9,31)$$

$$Q_{z,sd}' = -104,028 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y,sd}' = 9,64 \text{ daN/ml.}$$



**Figure III.8 : les charges horizontales et verticales agissant sur la panne.**

**E) Vérification de la résistance à l'état limite ultime (ELU) :**

**a) Les caractéristiques de la panne (IPE180)**

❖ Caractéristiques géométrique :

Tableau III. 2: caractéristiques géométriques d'IPE180

profilé	G kg/m	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	A mm <sup>2</sup> ×10 <sup>2</sup>	hi mm	d mm
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146

❖ Caractéristiques statiques :

Tableau III.3: caractéristiques statiques de l'IPE180

profilé	Iy mm <sup>4</sup> ×10 <sup>4</sup>	Wely mm <sup>3</sup> ×10 <sup>3</sup>	Wply♦ mm <sup>3</sup> ×10 <sup>3</sup>	iy mm ×10	Avz mm <sup>2</sup> ×10 <sup>2</sup>	Iz mm <sup>4</sup> ×10 <sup>4</sup>	Wel.z mm <sup>3</sup> ×10 <sup>3</sup>	Wpl.z♦ mm <sup>3</sup> ×10 <sup>3</sup>	iz mm ×10
IPE 180	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05

a.1) Classe de la section

– Classe de la semelle (comprimée):

$$\frac{c}{tf} = \frac{b - tw - 2r}{2tf} \leq 9\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{tf} = \frac{82 - 5 - 2 \times 9}{2 \times 7,4} = 3,98 \leq 9$$

La semelle du profilé IPE180 est de classe 1.

– Classe de l'âme :

$$\frac{c}{tf} = \frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{c}{tf} = \frac{127,2}{7,4} = 17,189 \leq 72$$

L'âme du profilé IPE180 est de classe 1.

⇒ La section de IPE180 est de classe 1.

**b) Vérification a la flexion :**

Les pannes travaillent à la flexion déviée. Pour ce cas de flexion travaillant suivant les deux axes «Y-Y et Z-Z », l’Eurocode 3 « Art.5.4.5.4 » recommande l’utilisation de la même méthode exposée dans l’article 5.4.8 pour la flexion composée.

Pour cette vérification on utilise la condition de l’Eurocode 03 suivante pour les sections de classes 1 et 2 :

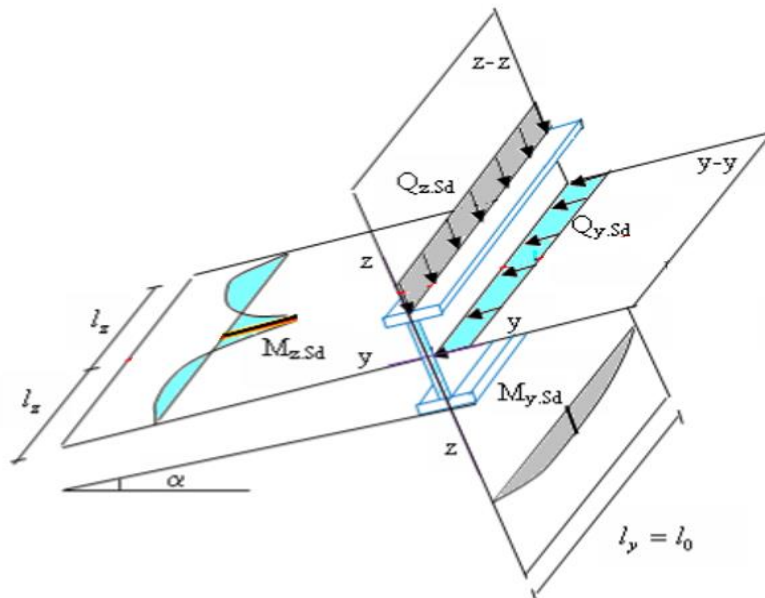
$$\left[ \frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right]^{\beta} < 1$$

où :

- $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égale à l’unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :  
sections en I et H :  $\alpha=2$  et  $\beta = 5n \geq 1$  ; avec :  $n = \frac{N}{N_{pl}}$

Dans notre cas l’effort normal  $N = 0$  donc  $\beta = 1$

- $M_{y,sd}$  : Moment fléchissant de calcul autour de l’axe y-y causé par la charge  $Q_{z,sd}$ .
- $M_{z,sd}$  : Moment fléchissant de calcul autour de l’axe z-z causé par la charge  $Q_{y,sd}$ .
- $M_{ply,Rd}$  : Moment fléchissant de résistance plastique suivant l’axe y-y.
- $M_{plz,Rd}$  : Moment fléchissant de résistance plastique suivant l’axe z-z.



**Figure III.9 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement**

- Calcul de moment  $M_{y,sd}$  :

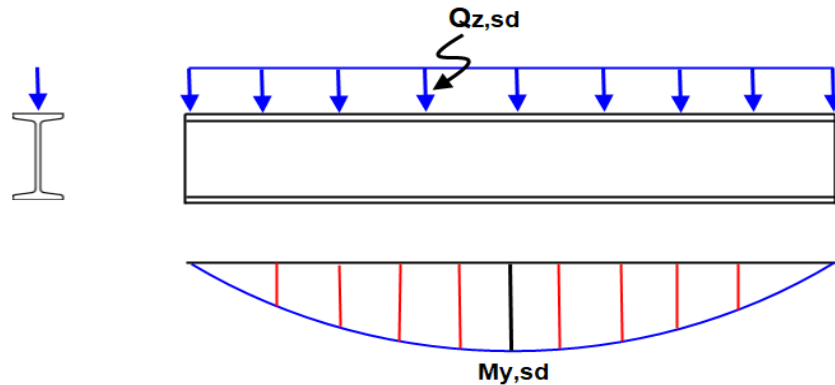


Figure III.10 : diagramme du moment fléchissant  $M_y$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8}$$

$$Q_{sd} = 307,106 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 307,107 \times \cos(9,31) = 303,06 \text{ daN/m}$$

$$M_{y, sd} = \frac{303,06 \times 6^2}{8} = 1363,77 \text{ daN.m}$$

- Calcul de moment  $M_{z,sd}$  :

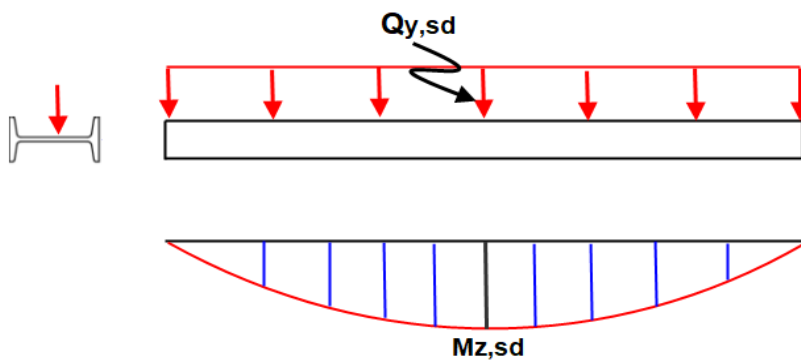


Figure III.11 : diagramme du moment fléchissant  $M_z$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times l^2}{8}$$

$$Q_{sd} = 307,106 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 307,106 \times \sin(9,31) = 49,68 \text{ daN/m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{49,68 \times 6^2}{8} = 223,56 \text{ daN.m}$$

• **Moment résistant  $M_{Pl.Rd}$  :**

$$M_{pl. y. Rd} = \frac{W_{pl. y} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{166000 \times 235}{1.1} = 3546,36 \text{ daNm}$$

$$M_{pl. z. Rd} = \frac{W_{pl. z} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{34600 \times 235}{1.1} = 739,18 \text{ daNm}$$

$$\left[ \frac{M_{y. sd}}{M_{pl. y. Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z. sd}}{M_{pl. z. Rd}} \right]^\beta = \left[ \frac{1363,77}{3546,36} \right]^2 + \left[ \frac{223,56}{739,18} \right]^1 = 0,45 < 1$$

L'IPE180 est vérifié à la flexion déviée.

**c) Vérification au cisaillement :**

La vérification est donnée par les formules suivantes (Eurocode 03, p158):

$$V_{z, sd} \leq V_{plz. rd} \quad ; \quad V_{y, sd} \leq V_{ply. rd}$$

Avec :

$V_{y. sd}$  : Effort tranchant dans le plan des semelles.

$V_{z. sd}$  : Effort tranchant dans le plan de l'âme.

$V_{ply. Rd}$  : Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

$V_{plz. Rd}$  : Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

• **Vérification du danger de voilement :**

- L'âme est non raidies et non enrobées
- Pas de raidisseur en dehors des appuis

$$h_i / t_w < 72\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = 1$$

$$h_i / t_w = 164 / 5,3 = 30,94 \quad h_i / t_w = 30,94 < 72\varepsilon = 72$$

Pas de danger de voilement par cisaillement pour le profilé

- Effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{Q_{sd} \times l}{2}$$

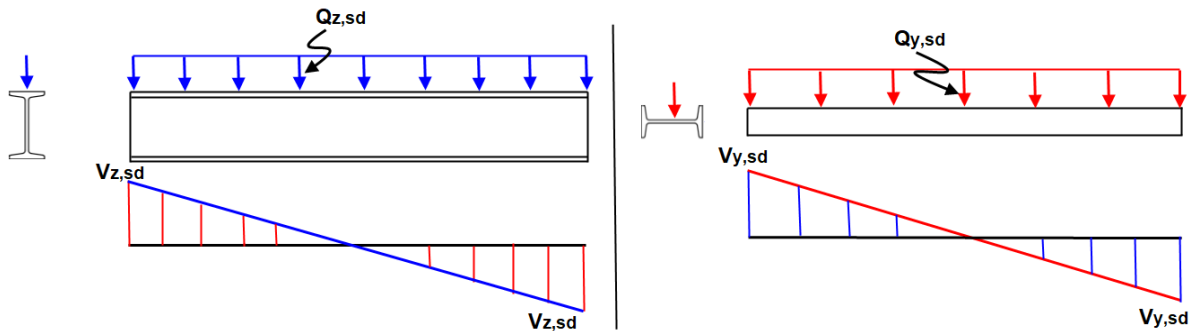


Figure III.12: diagrammes des efforts tranchants  $V_y$  et  $V_z$

$$Q_{z,sd} = 303,06 \text{ daN/m}$$

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} = \frac{303,06 \times 6}{2} = 909,18 \text{ daN}$$

$$Q_{y,sd} = 49,68 \text{ daN/m}$$

$$V_{y, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times l}{2} = \frac{49,68 \times 6}{2} = 149,04 \text{ daN}$$

- Effort de résistance plastique

L'effort de résistance est donne par la formule suivante :

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m_0}}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m_0}} = \frac{966 \times (235 / \sqrt{3})}{1,1} = 1191,15 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m_0}} = \frac{1044 \times (235 / \sqrt{3})}{1,1} = 1287,7 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = 1191,15 \text{ daN} > V_{z, sd} = 909,18 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = 1287,7 \text{ daN} > V_{y, sd} = 149,04 \text{ daN}$$

La résistance au cisaillement de la panne (IPE180) est vérifiée.

**d) Vérification au déversement :**

Le déversement de la semelle supérieure est empêché par la couverture, donc on va vérifier le déversement de la semelle inférieure dans le cas du vent (soulèvement) ou les charges sont :

$$Q_{z, sd'} = -185,45 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y, sd'} = 9,64 \text{ daN/ml.}$$

L'Eurocode 3 donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé et fléchi :

$$\frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} + \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \leq 1.0$$

- **Le moment fléchissant max :  $M_{y, sd}$**

$$MSd' = \frac{Q_{z, sd'} \times l^2}{8}$$

$$M_{y, sd'} = \frac{Q_{z, sd'} \times l^2}{8} = \frac{185,45 \times 6^2}{8} = 834,525 \text{ daNm}$$

$$M_{z, sd'} = \frac{Q_{y, sd'} \times l^2}{8} = \frac{9,64 \times 6^2}{8} = 43,38 \text{ daNm}$$

- **Le moment résistant de déversement  $M_{b, Rd}$ :**

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \chi_{LT} \times M_{ply, Rd}$$

**Détermination du coefficient de réduction pour le déversement :  $\chi_{LT}$**

Méthode graphique : (par les courbes de flambements).

$\chi_{LT}$  est déterminé dans les tableaux de  $\chi$  en fonction l'élancement réduit  $\bar{\lambda}$  est de la courbe de flambement appropriée.

Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}$  :

L'élancement réduit est déterminé par la formule suivante (annexe F à l'Eurocode F.2)

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta}$$

**Avec :**

$\beta = 1$  pour les section de classes 1 et classes 2

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Pour les poutres a section constante et doublement symétrique (profilée lamines H et I), l'élancement  $\lambda_{LT}$  vaut :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{iz}}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{\frac{L}{iz}}{\frac{h}{tf}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$C_1 = 1,132$  (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{600}{2,05}}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{\frac{600}{2,05}}{\frac{18}{0,8}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 156,85$$

$$\bar{\tau} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta} = \left[ \frac{156,85}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,67$$

### Courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1,97 > 1,2 \quad \text{avec axe de flambement } y - y$$

⇒ Courbe de flambement **a** avec  $\alpha = 0,21$

$$\bar{\lambda} = 1,67 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,3091$$

On a ;

$$M_{pl.y,Rd} = 3546,36 \text{ daNm}$$

$$M_{pl.z,Rd} = 739,18 \text{ daNm}$$

$$M_b,Rd = \chi_{LT} \times M_{pl.y,Rd} = 0,3091 \times 3546,36 = 1096,18 \text{ daNm}$$

$$\frac{834,525}{1096,18} + \frac{43,38}{739,18} = 0,81 \leq 1,0$$

Le profile IPE180 est vérifier au diversement.

**F) Vérification a l'état limite de service (ELS) :**

**– Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charges à l'état limite de service (ELS)

La combinaison de charge la plus défavorable est  $Q_{sd,1} = G + E$

$$Q_{sd,1} = 210,697 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z,Sd} = 207,92 \text{ daN/m}$$

$$Q_{y,Sd} = 34,08 \text{ daN/m}$$

**Condition de vérification:**

La condition de la flèche admissible pour les toitures en générale est donnée par :  $f_{adm} = L/200$

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

**Flèche latérale suivant (Y-Y) sur deux appuis :**

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{ysd} \times l^4}{E \times I_z} = \frac{5}{384} \times \frac{0,3408 \times 6000^4}{2,1 \times 10^5 \times 101 \times 10^4} = 2,7 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

**Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :**

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{zsd} \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{2,0792 \times 6000^4}{2,1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 1,26 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

Le profilé en **IPE180** est vérifié à l'état limite de service.

**G) Vérification de la panne a l'aide de logiciels de calcul robot structure analyse :**

**a) Pour la combinaison : 1,35G+1,5E**

Efforts internes dans les points caractéristiques de la section			
My,sd	1361.594	daN*m	moment fléchissant My.sd
Mz,sd	-223.214	daN*m	moment fléchissant Mz.sd

## CHAPITRE III : ÉTUDE ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

### Efforts limites

Mb,Rd	3251.333	daN*m	moment ultime pour le déversement
<b>par rapport à l'axe y de la section</b>			
My,pl,Rd	3555.123	daN*m	moment ultime plastique
My,el,Rd	3126.117	daN*m	moment ultime élastique
My,c,Rd	3555.123	daN*m	moment ultime
<b>par rapport à l'axe z de la section</b>			
Mz,pl,Rd	739.182	daN*m	moment ultime plastique
Mz,el,Rd	473.521	daN*m	moment ultime élastique
Mz,c,Rd	739.182	daN*m	moment ultime de compression

### Formules de vérification:

#### Contrôle de la résistance de la section:

UFS[My]	0.38		My,Ed/My,c,Rd
UFS[Mz]	0.30		Mz,Ed/Mz,c,Rd
UFS[NcMyMz]	0.45		$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00}$

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

UFB[MyMz]	0.73		My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1)
-----------	------	--	---

#### Taux de travail:

RAT	0.73		taux de travail
-----	------	--	-----------------

### Flèches (REPERE LOCAL):

uy	-2.711	cm	flèche de la barre en y
uyt max(rel)	3.000	cm	flèche admissible de la barre en y - valeur relative
uy max	3.000	cm	flèche admissible de la barre en y
Ratio(uy)	0.90		taux de travail

#### Vérfifié

uz	-1.266	cm	flèche de la barre en z
uzt max(rel)	3.000	cm	flèche admissible de la barre en z - valeur relative
uz max	3.000	cm	flèche admissible de la barre en z
Ratio(uz)	0.42		taux de travail

#### Vérfifié

### b) Pour la combinaison : G+1,5V

### Efforts internes dans les points caractéristiques de la section

My,Ed	-834.375	daN*m	moment fléchissant My,Ed
Mz,Ed	-43.122	daN*m	moment fléchissant Mz,Ed

Efforts limites			
Mb,Rd	1196.758	daN*m	moment ultime pour le déversement
par rapport à l'axe y de la section			
My,pl,Rd	3555.123	daN*m	moment ultime plastique
My,el,Rd	3126.117	daN*m	moment ultime élastique
My,c,Rd	3555.123	daN*m	moment ultime
par rapport à l'axe z de la section			
Mz,pl,Rd	739.182	daN*m	moment ultime plastique
Mz,el,Rd	473.521	daN*m	moment ultime élastique
Mz,c,Rd	739.182	daN*m	moment ultime de compression

Formules de vérification:			
Contrôle de la résistance de la section:			
UFS[My]	0.23		My,Ed/My,c,Rd
UFS[Mz]	0.06		Mz,Ed/Mz,c,Rd
UFS[NcMyMz]	0.11		(My,Ed/MN,y,Rd)^2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00
Contrôle de la stabilité globale de la barre:			
UFB[MyMz]	0.76		My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1)
<b>Taux de travail:</b>			
RAT	0.76		taux de travail

c) Note de calcul

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1 panne

POINT: 4

COORDONNEE: x = 0.50 L = 3.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 **G+1,5V** 1\*1.00+4\*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.000 N/mm2



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180

h=18.00 cm

gM0=1.10

gM1=1.15

b=9.10 cm

Ay=16.21 cm<sup>2</sup>

Az=11.25 cm<sup>2</sup>

Ax=23.95 cm<sup>2</sup>

tw=0.53 cm

Iy=1316.96 cm<sup>4</sup>

Iz=100.85 cm<sup>4</sup>

Ix=4.81 cm<sup>4</sup>

tf=0.80 cm

Wply=166.41 cm<sup>3</sup>

Wplz=34.60 cm<sup>3</sup>

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$\begin{aligned} M_{y,Ed} &= -8.344 \text{ kN}\cdot\text{m} & M_{z,Ed} &= -0.431 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{y,pl,Rd} &= 35.551 \text{ kN}\cdot\text{m} & M_{z,pl,Rd} &= 7.392 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{y,c,Rd} &= 35.551 \text{ kN}\cdot\text{m} & M_{z,c,Rd} &= 7.392 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{b,Rd} &= 11.968 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Classe de la section = 1



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$\begin{aligned} z &= 1.00 & M_{cr} &= 15.363 \text{ kN}\cdot\text{m} & \text{Courbe,LT} &= & X_{LT} &= 0.35 \\ L_{cr,low} &= 6.00 \text{ m} & \lambda_{m,LT} &= 1.60 & f_{i,LT} &= 1.87 & X_{LT,mod} &= 0.35 \end{aligned}$$

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

### FORMULES DE VERIFICATION:

**Contrôle de la résistance de la section:**

$$\begin{aligned} M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} &= 0.23 < 1.00 & (6.2.5.(1)) \\ M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} &= 0.06 < 1.00 & (6.2.5.(1)) \\ (M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} &= 0.11 < 1.00 & (6.2.9.1.(6)) \end{aligned}$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.76 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

### DEPLACEMENTS LIMITES



**Flèches (REPERE LOCAL):**

$$u_y = 0.027 \text{ m} < u_{y \max} = L/200.00 = 0.030 \text{ m} \quad \text{Vérfié}$$

**Cas de charge décisif:** 25 G+E (1+23)\*1.00

$$u_z = 0.013 \text{ m} < u_{z \max} = L/200.00 = 0.030 \text{ m} \quad \text{Vérfié}$$

**Cas de charge décisif:** 25 G+E (1+23)\*1.00



**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé

**Profil correct !!!**

## 3) Pré dimensionnement de l'échantignolle :

### A) Définition :

L'échantignolle est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques, et elle réalisée au moyen d'un plat plié. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des charges permanentes et de la neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent. Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage.

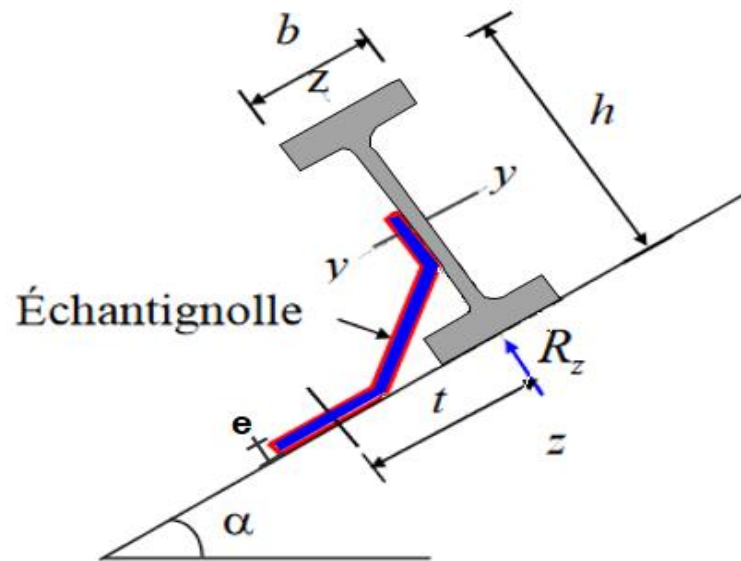


Figure III.13 : Disposition de l'échantignolle.

**B) Les charges les plus défavorables revenant à l'échantignolle :**

**a) Action vers le bas :**

Dans ce cas la charge selon l'axe (zz') n'a aucune influence sur l'échantignolle (la panne est appuyée sur les traverses), donc on s'intéresse uniquement à la charge dans le sens (yy') suivant le rampant.

$$Q_{sd} = 1,35G + 1,5E = 1,35 \times 59,597 + 1,5 \times 151,1 = 307,106 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \mathbf{307,106 \text{ daN/ml.}}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 307,106 \times \sin(9,31) = 49,68 \text{ daN/m}$$

**b) Action vers le haut :**

$$Q_{sd}' = G + 1,5V$$

$$Q_{z,sd}' = G \times \cos(\alpha) + 1,5V = 59,597 \times \cos(9,31) + 1,5 \times (-162,84)$$

$$Q_{y,sd}' = G \times \sin(\alpha) = 59,597 \times \sin(9,31)$$

$$Q_{z,sd}' = \mathbf{-185,45 \text{ daN/ml.}}$$

$$Q_{y,sd}' = \mathbf{9,64 \text{ daN/ml.}}$$



c) Calcul de l'épaisseur de l'échantignole :

$$M_{sd} = MR \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$W_{el} \geq \frac{MR \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{149,224 \times 1,1}{235} = 6,985 \text{ cm}^3$$

Pour les sections rectangulaires

$$W_{el} \geq \frac{b \times e^2}{6}$$

La traverse est un IPE450

$$b = 190 \text{ mm}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 6,985}{19}} = 1,48 \text{ cm}$$

On adopte une échantignole d'épaisseur de 15 mm

4) Etude du potelet :

A) Définition :

Les potelets sont des éléments en profilé laminé souvent en I ou H destinés à rigidifier la clôture, leurs rôle est transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée qui est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et les lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

▪ pré-dimensionnement de potelet :

Le potelet le plus sollicité se trouve au pignon à une distance de 12m de l'extrémité de la construction, ce potelet est soumis à une charge de vent maximale de 77,3 daN/m<sup>2</sup>, de direction (V<sub>1</sub>)

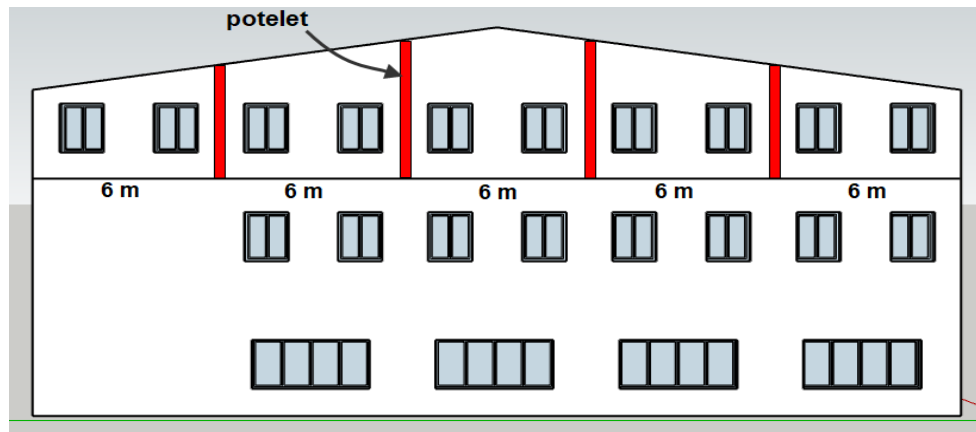


Figure III.14 : Disposition des potelets.

La hauteur du potelet :

$$h = 12 - 9 + (12 \times \text{tng}(9,31^\circ))$$

$$h = 4,97 \text{ m}$$

L'entraxe des potelets :

$$e = 6 \text{ m}$$

La charge du vent qui revient au potelet

$$q = 77,3 \times 6 = 463,8 \text{ daN/m}$$

Selon l'axe ( $yy'$ ) y'a que la charge du vent qui agisse dans cette direction.

$$Q_{y,Sd} = 1,5 \times q = 1,5 \times 463,8 = 695,7 \text{ daN/m}$$

$$M_{Sd} = Q_{y,Sd} l^2 / 8 = 695,7 \times 4,97^2 / 8 = 2148,05 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} \geq M_{Sd}$$

$$W_{pl.y} \geq \frac{M_{Sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{21480,5 \times 10^3 \times 1,1}{235} = 100,55 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

On prend du tableau des profilées métallique IPE200 avec  $W_{ply} = 221 \times 10^3 \text{ mm}^3$

**B) Les caractéristiques du potelet**

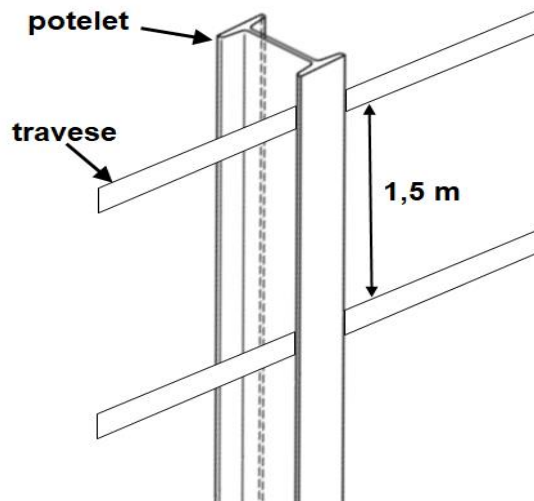


Figure III. 15: Entraxe des traverses

- La hauteur de potelet le plus chargé  $L = 4,97\text{m}$ .
- La distance entre les traverses est de  $l = 1,5\text{m}$ .
- L'entre axe des potelets  $e = 6\text{ m}$
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5 daN/m
- Poids propre de potelet (IPE200) ..... 22,4 daN/ml

**C) Calcul des charges et surcharges revenants au potelet :**

**a) Charges permanents G :**

$$G = P_{\text{IPE}} + P_{\text{Accessoires}}$$

$$G = (22,4 + 5) \times 4,97$$

$$G = 136,178 \text{ daN}$$

**b) Surcharges climatiques V :**

$$V = +77,3 \text{ daN/m}^2$$

$$q = V \times e = 77,3 \times 6$$

$$q = 463,8 \text{ daN/ml}$$

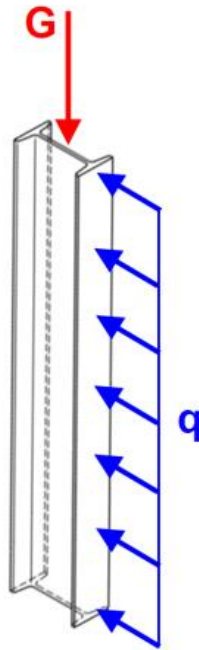


Figure III.16 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

**D) Vérification de la résistance à l'état limite ultime (ELU) :**

**a) Combinaisons de charges**

- **Action verticale :**

$$Q_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 136,178$$

$$Q_{sd} = 183,84 \text{ daN}$$

- **Action horizontale :**

$$Q_{y,sd} = 1,5q = 1,5 \times 463,8$$

$$Q_{y,sd} = 695,7 \text{ daN/ml.}$$

b) Les caractéristiques du potelet (IPE200)

❖ Caractéristiques géométrique :

Tableau III.4 : caractéristiques géométrique de l'IPE 200

profilé	G kg/m	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	A mm <sup>2</sup> ×10 <sup>2</sup>	hi mm	d mm
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159

❖ Caractéristiques statiques :

Tableau III.5: caractéristiques statiques de l'IPE 200

profilé	Iy mm <sup>4</sup> ×10 <sup>4</sup>	Wey mm <sup>3</sup> ×10 <sup>3</sup>	Wply♦ mm <sup>3</sup> ×10 <sup>3</sup>	iy mm ×10	Avz mm <sup>2</sup> ×10 <sup>2</sup>	Iz mm <sup>4</sup> ×10 <sup>4</sup>	Welz mm <sup>3</sup> ×10 <sup>3</sup>	Wplz♦ mm <sup>3</sup> ×10 <sup>3</sup>	iz mm ×10
IPE 200	1943	194	221	8,26	14	142	28,5	44,6	2,24

c) Vérification a la flexion :

on doit vérifier la condition suivante :  $M_{y,Sd} < M_{pl,Rd}$

• Calcul du moment fléchissant max  $M_{Sd}$ :

Le moment maximal se trouve à mi- travée

$$M_{y,Sd} = \frac{QL^2}{8}$$

$$M_{y,Sd} = \frac{695,7 \times 4,97^2}{8} = 2148,05 \text{ daN.m}$$

• Calcul du moment résistant  $M_{pl,yRd}$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{221 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 4721,36 \text{ daN.m}$$

$M_{pl,y,Rd} = 4721,36 \text{ daN.m} > M_{ySd} 2148,05 \text{ daN.m}$

Le profile IPE200 est vérifier a la flexion

**d) Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que  $V_{sd} < V_{pl,Rd}$

• **Vérification du danger de voilement :**

- L'âme est non radies et non enrobées
- Pas de raidisseur en dehors des appuis

$$h_i / t_w < 72\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = 1$$

$$h_i / t_w = 183 / 5,6 = 32,67 \quad h_i / t_w = 32,67 < 72\varepsilon = 72$$

Pas de danger de voilement par cisaillement pour le profilé

• **Calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$  :**

$$V_{sd} = \frac{Q \times L}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ysd} \times L}{2} = \frac{695,7 \times 4,97}{2} = 1728,81 \text{ daN}$$

• **Calcul de la résistance de la section l'effort tranchant  $V_{pl,Rd}$  :**

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{1400 \times (235 / \sqrt{3})}{1,1} = 17268,02 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = 17268,02 \text{ daN} > V_{sd} = 1728,81 \text{ daN}$$

Le profilé IPE200 est vérifié au cisaillement.

**e) Incidence de l'effort normal :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{sd} \leq \min (0,25 N_{pl,Rd} ; 0,5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M_0} ) .$$

$$N_{sd} = 183,84 \text{ daN}$$

$$0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \times \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 0,25 \times \frac{2850 \times 235}{1,1} = 15221,6 \text{ daN}$$

$$A_w = A - (2b \times t_f) = 2850 - (2 \times 100 \times 8,5) = 1150 \text{ mm}^2$$

$$0,5A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} = 0,5 \times 1150 \times \frac{235}{1,1} = 12284,09 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 183,84 \text{ daN} < \min(0,25 N_{pl,Rd} = 15221,6 \text{ daN}; 0,5A_w \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 12284,09 \text{ daN})$$

$$N_{sd} = 183,84 \text{ daN} < 0,5A_w \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 12284,09 \text{ daN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

**f) Vérification a l'instabilité :**

❖ **Flexion composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

- **Calcul du coefficient de réduction pour le flambement  $\chi_{min}$  :**

$$\chi_{min} = \min(\chi_Y ; \chi_Z)$$

• **Flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique) :**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\beta_A = 1 \text{ (section 1,2 et 3).}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{4970}{82,6} = 60,17 \text{ (} l_y \text{ est la longueur de flambement } l_y = 4,97\text{m)}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 3,14 \times \left[ \frac{2,1 \times 10^5}{235} \right]^{0.5} = 93,865$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{60,17}{93,865} \times [1]^{0.5} = 0,64$$

**Choix de la courbe de flambement:**

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1.2$$

$$t_f = 8,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant y-y : **courbe a** avec  $\alpha = 0,21$

**Facteur de réduction**

$\chi_y = 0,8742$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

- **Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors du plan du portique) :**

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times [\beta_A]^{0.5}$$

$\beta_A = 1$  (section 1,2 et 3).

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{1500}{22,4} = 66,96 \quad (l_z \text{ est la longueur de flambement } l_z = 1,5\text{m})$$

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 3,14 \times \left[ \frac{2,1 \times 10^5}{235} \right]^{0.5} = 93,865$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{66,96}{93,865} \times [1]^{0.5} = 0,713$$

**Choix de la courbe de flambement:**

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1.2$$

$$t_f = 8,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant z-z : **courbe b** avec  $\alpha = 0,34$

**Facteur de réduction:**

$\chi_z = 0,7780$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

$$\chi_{min} = \min(\chi_y = 0,8742; \chi_z = 0,7780)$$

$$\chi_{min} = 0,7780$$

- Calcul du coefficient  $K_y$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} \times W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \quad \text{avec } \mu_y < 0,9$$

$$\mu_y = 0,64 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left( \frac{221 - 194}{194} \right) = -0,757 < 0,9$$

$$K_Y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times f_y} \quad \text{avec } K_Y \leq 1,5$$

$\beta_{MY}$  : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement. Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{MY} = 1,3$ .

$$K_Y = 1 - \frac{-0,757 \times 1838,4}{0,8742 \times 2850 \times 235} = 0,997 < 1,5$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2850 \times 235}{1,1} = 60886,36 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{183,84}{0,7780 \times 60886,36} + \frac{0,997 \times 2148,05}{4721,36}$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = 0,457 \leq 1$$

Le profile IPE200 est vérifié au flambement

❖ Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{X_{LT} \times M_{ply,Rd}} \leq 1$$

- Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$ :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0,5}$$

$\beta_A = 1$  (section 1,2 et 3).

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{lz}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{lz/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{150}{2,24}}{(1,132)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{150/2,24}{20/0,85} \right)^2 \right]^{0.25}} = 57,81$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} = \frac{57,81}{93,865} = 0,616$$

$\overline{\lambda_{LT}} = 0,616 > 0,4$  il y a risque de déversement

**Choix de la courbe de flambement:**

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1,2$$

$$t_f = 8,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant y-y : **courbe a**  $\alpha = 0,21$

**Facteur de réduction**

$\chi_{LT} = 0,8823$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a

- **Calcul du coefficient  $K_{LT}$**

$$\mu_{LT} = 0,15 \overline{\lambda_z} \times \beta_{MLT} - 0,15 \text{ avec } \mu_y < 0,9$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,713 \times 1,3 - 0,15 = 0,011$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{X_z \times A \times f_y} \text{ avec } K_{LT} \leq 1,5$$

$\beta_{MY}$  : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement. Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{MY} = 1,3$ .

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,011 \times 183,84}{0,7780 \times 2850 \times 235} = 0,999 < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \times M_y, sd}{X_{LT} \times M_{ply,Rd}} = \frac{183,84}{0,7780 \times 60886,36} + \frac{0,999 \times 2148,05}{0,8823 \times 4721,36}$$

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{KLT \times M_{y,sd}}{XLT \times M_{pl,Rd}} = 0,52 < 1$$

Le profilé IPE 200 est vérifié au déversement

E) Vérification de potelet à l'aide de logiciels de calcul ROBOT STRUCTURE ANALYSE :

a) Résultats de l'analyse :

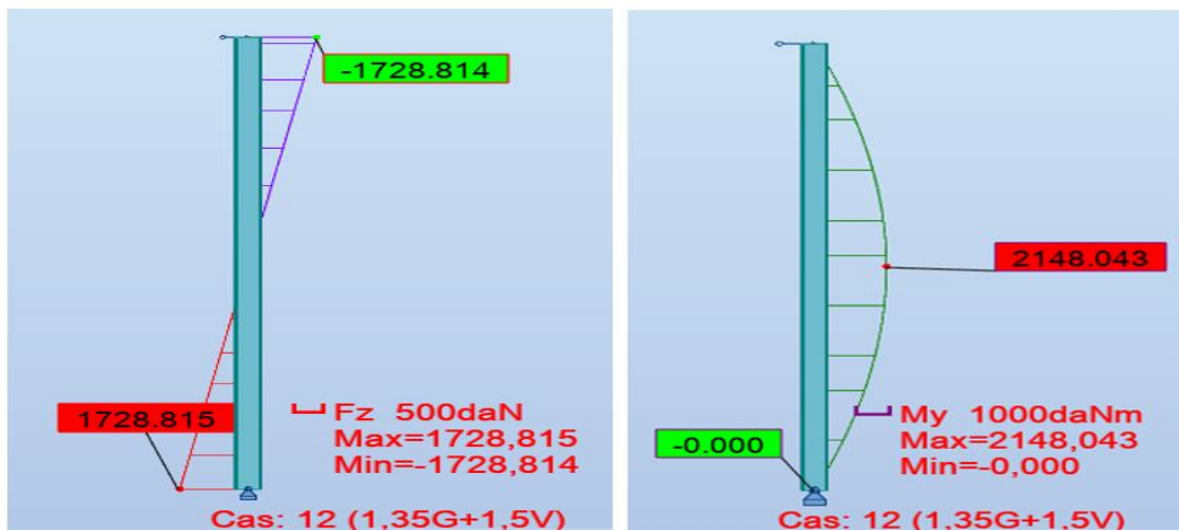


Figure III.17 : Diagrammes des efforts internes

Paramètres de l'analyse de flambement

par rapport à l'axe y de la section

Courbe,y	a	Courbe de flambement
Lcr,y	4.97 m	longueur de flambement de la barre
Lamy	60.17	élancement de la barre
Lam_y	0.64	élancement relatif de la barre
alfa,y	0.21	paramètre de l'imperfection
fi,y	0.75	coefficient pour les calculs X
Xy	0.87	coefficient de flambement

## CHAPITRE III : ÉTUDE ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Ny,b,Rd 50858.825 daN résistance ultime en compression compte tenu du flambement

par rapport à l'axe z de la section

Courbe,z b Courbe de flambement

Lcr,z 1.50 m longueur de flambement de la barre

Lamz 67.09 élancement de la barre

Lam\_z 0.71 élancement relatif de la barre

alfa,z 0.34 paramètre de l'imperfection

fi,z 0.84 coefficient pour les calculs X

Xz 0.78 coefficient de flambement

Nz,b,Rd 45134.444 daN résistance ultime en compression compte tenu du flambement

### Paramètres de l'analyse de déversement

méthode détaillée [6.3.2.3]

Lcr,upp 1.50 m longueur de déversement de la semelle supérieure

Lcr,low 4.97 m longueur de déversement de la semelle inférieure

C1 1.02 coefficient pour le calcul de Mcr

C2 0.04 coefficient pour le calcul de Mcr

Iw 13052.57 cm<sup>6</sup> rayon d'inertie sectoriel

zg 0.00 cm distance du point d'application de la charge du centre de cisaillement

Mcr 15547.298 daN\*m moment critique pour le déversement

kc 0.90 paramètre de correction dépendant du mode de chargement

Lam\_LT 0.58 élancement fictif de la barre pour le déversement

Lam,LT0 0.25 élancement comparative

Courbe,LT courbe de déversement

alfa,LT 0.37 paramètre de l'imperfection pour les courbes de déversement

fi,LT 0.73 coefficient pour les calculs XLT

Beta 1.00 coefficient pour les calculs XLT

XLT 0.86 coefficient de déversement

f 0.95 coefficient de réduction pour les calculs XLT,mod

XLT,mod 0.90 coefficient de déversement modifié

### Paramètres de l'analyse de la stabilité globale de la barre

#### méthode de calcul des paramètres d'interaction - Annexe B

Cmy	0.90		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
CmLT	0.90		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
kyy	0.90		paramètre de l'interaction
kzy	1.00		paramètre de l'interaction

#### Efforts internes dans les points caractéristiques de la section

N,Ed	126.165	daN	effort axial N.Ed
My,Ed	1810.559	daN*m	moment fléchissant My.Ed
My,Ed,max	2147.974	daN*m	Moment maximal
Vz,Ed	685.265	daN	effort tranchant Vz.Ed

### Efforts limites

Nc,Rd	60843.636	daN	résistance ultime plastique en compression
Nb,Rd	45134.444	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement
Mb,Rd	4042.109	daN*m	moment ultime pour le déversement

#### par rapport à l'axe y de la section

My,pl,Rd	4713.673	daN*m	moment ultime plastique
My,el,Rd	4151.318	daN*m	moment ultime élastique
My,c,Rd	4713.673	daN*m	moment ultime
MN,y,Rd	4713.673	daN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
Vz,c,Rd	17263.088	daN	résistance ultime en cisaillement

### Formules de vérification:

#### Contrôle de la résistance de la section:

UFS[Nc]	0.00	N,Ed/Nc,Rd
UFS[My]	0.38	My,Ed/My,c,Rd
UFS[Vz]	0.04	Vz,Ed/Vz,c,Rd

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

UFB[Lambda]	0.32	$\text{Max}(\text{Lambda},y/\text{Lambda},\text{max} ; \text{Lambda},z/\text{Lambda},\text{max})$
UFB[My]	0.53	$\text{My},\text{Ed},\text{max}/\text{Mb},\text{Rd}$
UFB[NyMyMz]	0.48	$\text{N},\text{Ed}/(\text{Xy}*\text{N},\text{Rk}/\text{gM1}) + \text{kyy}*\text{My},\text{Ed},\text{max}/(\text{XLT}*\text{My},\text{Rk}/\text{gM1})$
UFB[NzMyMz]	0.53	$\text{N},\text{Ed}/(\text{Xz}*\text{N},\text{Rk}/\text{gM1}) + \text{kzy}*\text{My},\text{Ed},\text{max}/(\text{XLT}*\text{My},\text{Rk}/\text{gM1})$

**Taux de travail :**

RAT	0.53	taux de travail
-----	------	-----------------

**b) Note de calcul :**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 1 Potelet

**POINT:** 1

**COORDONNEE:**  $x = 0.30 L = 1.50 \text{ m}$

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 12 1,35G+1,5V 1\*1.35+4\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER E24  $f_y = 2350.000 \text{ daN/cm}^2$



**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 200**

$h=20.00 \text{ cm}$	$gM0=1.10$	$gM1=1.15$	
$b=10.00 \text{ cm}$	$Ay=19.58 \text{ cm}^2$	$Az=14.00 \text{ cm}^2$	$Ax=28.48 \text{ cm}^2$
$tw=0.56 \text{ cm}$	$Iy=1943.17 \text{ cm}^4$	$Iz=142.37 \text{ cm}^4$	$Ix=7.02 \text{ cm}^4$
$tf=0.85 \text{ cm}$	$Wply=220.64 \text{ cm}^3$	$Wplz=44.61 \text{ cm}^3$	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$\text{N},\text{Ed} = 126.165 \text{ daN}$	$\text{My},\text{Ed} = 1810.559 \text{ daN}\cdot\text{m}$	
$\text{Nc},\text{Rd} = 60843.636 \text{ daN}$	$\text{My},\text{Ed},\text{max} = 2147.974 \text{ daN}\cdot\text{m}$	
$\text{Nb},\text{Rd} = 45134.444 \text{ daN}$	$\text{My},\text{c},\text{Rd} = 4713.673 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$\text{Vz},\text{Ed} = 685.265 \text{ daN}$
	$\text{MN},\text{y},\text{Rd} = 4713.673 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$\text{Vz},\text{c},\text{Rd} = 17263.088 \text{ daN}$
	$\text{Mb},\text{Rd} = 4042.109 \text{ daN}\cdot\text{m}$	

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 0.00$	$\text{Mcr} = 15547.298 \text{ daN}\cdot\text{m Courbe},\text{LT} -$	$\text{XLT} = 0.86$
------------	--	---------------------

Lcr,upp=1.50 m

Lam\_LT = 0.58

fi,LT = 0.73

XLT,mod = 0.90

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 4.97 m

Lam\_y = 0.64

Lcr,y = 4.97 m

Xy = 0.87

Lamy = 60.17

kyy = 0.90



en z:

Lz = 4.97 m

Lam\_z = 0.71

Lcr,z = 1.50 m

Xz = 0.78

Lamz = 67.09

kzy = 1.00

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00$  (6.2.4.(1))

$My,Ed/My,c,Rd = 0.38 < 1.00$  (6.2.5.(1))

$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00$  (6.2.6.(1))

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\Lambda_{\lambda,y} = 60.17 < \Lambda_{\lambda,max} = 210.00$        $\Lambda_{\lambda,z} = 67.09 < \Lambda_{\lambda,max} = 210.00$       STABLE

$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.53 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.48 < 1.00$  (6.3.3.(4))

$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.53 < 1.00$  (6.3.3.(4))

### DEPLACEMENTS LIMITES



**Flèches (REPERE LOCAL):** Non analysé



**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$v_x = 0.000 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 3.313 \text{ cm}$

Vérifié

**Cas de charge décisif:** 1 G

$v_y = 0.000 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 3.313 \text{ cm}$

Vérifié

**Cas de charge décisif:** 1 G

Profil correct !!!

## 5) Etude de la poutre au vent :

### A) Définition

La poutre au vent est un élément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'une toiture, elle reçoit des efforts horizontaux amenés des poteaux de façade.

### B) Calcul des efforts revenants a la poutre au vent :

#### a) Calcul des efforts horizontaux :

$$F = V \times S + f_{fr}$$

$$f_{fr} = 0 \quad (\text{y a pas de force de frottement})$$

La charge du vent (direction  $V_1'$  (chapitre II)) :  $V = V_D + V_E = 77,3 + 3,22 = 80,52 \text{ daN/m}^2$

L'entre axe des potelets  $ep = 6$  m

$h_1 = 3$  m

$h_2 = 3 + (6 \times \text{tng}9,31^\circ) = 3,98$  m

$h_3 = 3 + (12 \times \text{tng}9,31^\circ) = 4,97$  m

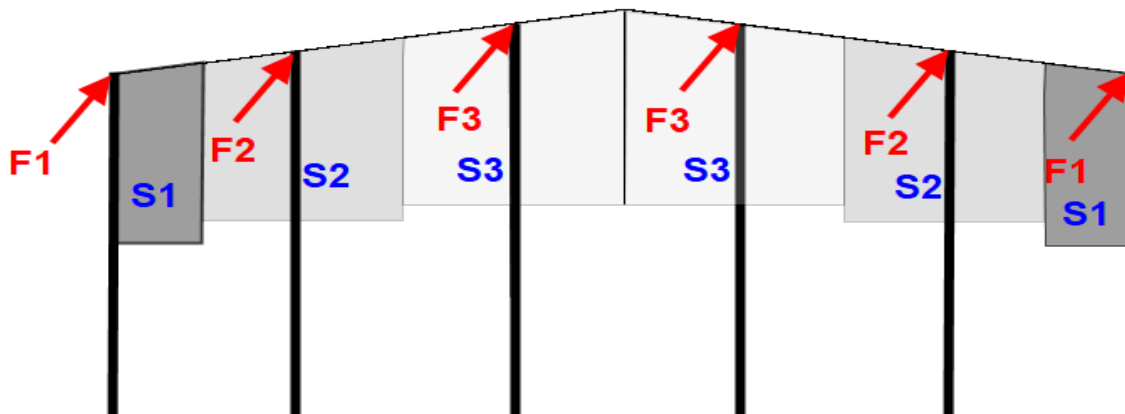


Figure III.18 : Représentation des forces sur les têtes des potelets.

$$F_1 = V \times S_1 = \left( V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{ep}{2} \right) = \left( 80,52 \times \frac{3}{2} \times \frac{6}{2} \right) = 362,34 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left( V \times \frac{h_2}{2} \times ep \right) = \left( 80,52 \times \frac{3,98}{2} \times 6 \right) = 961,409 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left( V \times \frac{h_3}{2} \times ep \right) = \left( 80,52 \times \frac{4,97}{2} \times 6 \right) = 1200,553 \text{ daN}$$

**b) Calcul de l'effort de traction dans les diagonales de la poutre au vent :**

La poutre au vent du versant est une poutre en treillis supposée horizontale

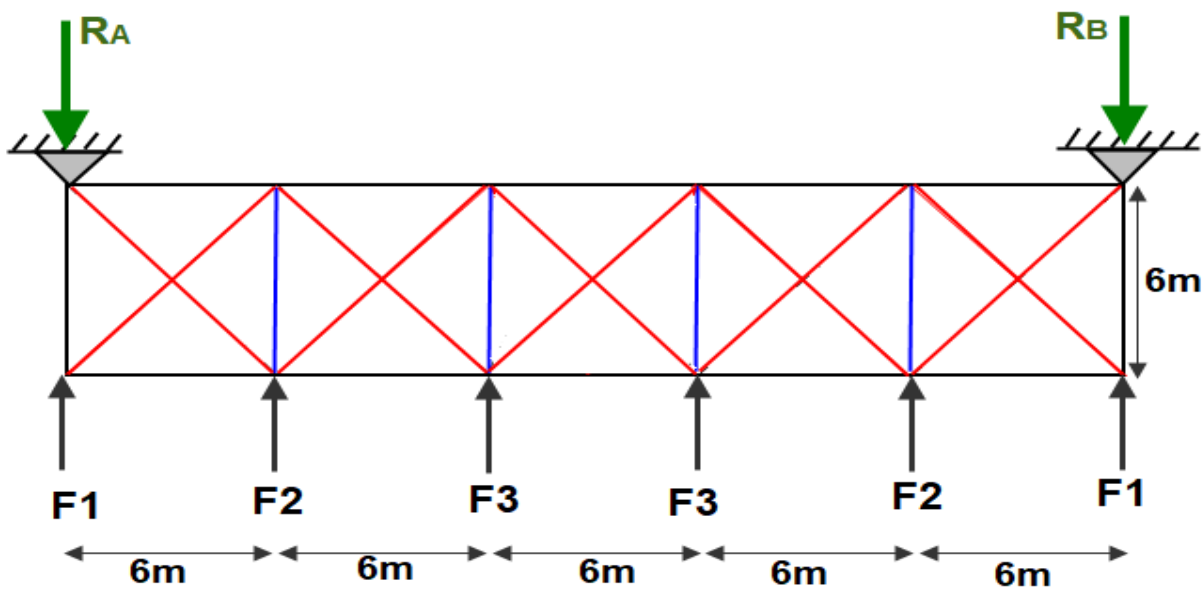


Figure III.19 : Représentation des forces appliquées à la poutre au vent.

- Calcul des réactions d'appuis :

Par symétrie  $R_A = R_B$

$$R_A + R_B = 2 \times (F_1 + F_2 + F_3)$$

$$2 R_A = 2 \times (F_1 + F_2 + F_3) = 2 \times (362,34 + 961,409 + 1200,553)$$

$$R_A = R_B = 2524,302 \text{ daN}$$

- Calcul de l'effort de traction :

Par la méthode des coupures on établit que l'effort  $F_d$  dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \times \cos\theta + F_1 = R$$

Avec :

$$\theta = \arctan\left(\frac{6}{6}\right) = 45^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta} = \frac{2524,302 - 362,34}{\cos 45} = 3057,476 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 3057,476$$

$$N_{sd} = 4586,214 \text{ daN}$$

**C) Section de la diagonale :**

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{45862,14 \times 1.1}{235} = 214,67 \text{ mm}^2$$

On opte pour une cornière isolée de L40×40×4 d'une section A = 3,08cm<sup>2</sup>

**D) Vérification a la résistance ultime de la section nette :**

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M_2}}$$

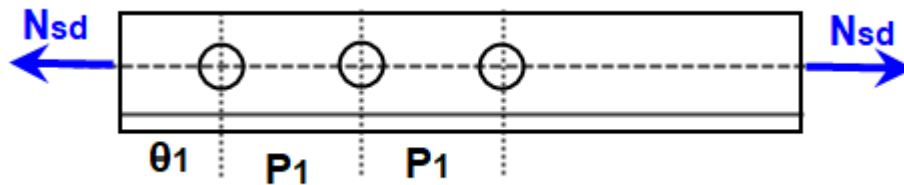


Figure III.20 : L'entraxe des trous de la cornière.

Où  $\beta$  est le coefficient minorateur donné dans le tableau suivant en fonction de l'entraxe  $P_1$  des trous.

Tableau III.6: Coefficients minorateur  $\beta_1$  et  $\beta_2$ .

Les coefficients minorateur $\beta_2$ et $\beta_3$		
Entraxe $P_1$	$\leq 2,5d_0$	$\geq 5 d_0$
(2 boulons) $\beta_2$	0,4	0,7
(3 boulons) $\beta_3$	0,5	0,7

Dans notre cas la cornière est attachée de 3 boulons de 12mm de diamètre, l'entraxe des trous  $P_1 = 100\text{mm}$ ,  $e_1 = 25\text{mm}$  avec  $d_0 = 13\text{mm}$  est le diamètre du trou.

$$P_1 = 100\text{mm} > 5 d_0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$$

$$\text{Donc : } \beta = \beta_3 = 0.7$$

$$A_{net} = A - 0,4 \times 1,3 = 3,08 - 0,52 = 2,56 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,7 \times 256 \times 360}{1,25} = 5160,96 \text{ daN}$$

$$N_{u,Rd} = 5160,96 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 4586,214 \text{ daN} < N_{u,Rd} = 5160,96 \text{ daN}$$

Une cornière isolée de **L40×40×4** avec trois boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

### E) Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action des charges verticales, et en outre à la compression sou (F), on doit donc vérifier la panne a la flexion déviée composée.

#### a) Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire

$$G = 59,597 \text{ daN/m}$$

$$V_{\uparrow} = 162,84 \text{ daN/m}$$

$$F_3 = 1200,553 \text{ daN}$$

#### b) Combinaisons de charge

##### à l'ELU :

$$Q_{sd} = G + 1,5V$$

$$Q_{z,sd}' = G \times \cos(\alpha) + 1,5V = 59,597 \times \cos(9,31) + 1,5 \times (-162,84) = -185,45 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y,sd}' = G \times \sin(\alpha) = 59,597 \times \sin(9,31) = 9,64 \text{ daN/ml.}$$

$$N_{sd} = 1,5 F_3 = 1,5 \times 1200,553 = 1800,83 \text{ daN}$$

##### à l'ELS :

$$Q_{sd}' = G + V$$

$$Q_{z,sd}' = G \times \cos(\alpha) + V = 59,597 \times \cos(9,31) + (-162,84) = -104,028 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y,sd}' = G \times \sin(\alpha) = 59,597 \times \sin(9,31) = 9,64 \text{ daN/ml.}$$

#### c) Vérification a la flexion déviée composée (bi-axiale)

La formule de vérification est donnée par :

$$\left[ \frac{My.s_d}{MNy.Rd} \right]^\alpha + \left[ \frac{Mz.s_d}{MNz.s_d} \right]^\beta < 1$$

Avec :

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \geq 1$$

$$MNyRd = Mpl.y.Rd \frac{1-n}{1-0,5a}$$

$$MNzRd = Mpl.z.Rd \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$n = \frac{Nsd}{NplRd} \quad \text{et} \quad a = \min\left(\frac{Aw}{A}; 0,5\right)$$

$$Aw = A - (2b \times tf) = 23,9 - (2 \times 9,1 \times 0,8) = 9,34 \text{ cm}^2$$

$$Npl.Rd = \frac{A \times fy}{\gamma M_0} = \frac{2390 \times 235}{1,1} = 51059,1 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1800,83 \text{ daN}$$

$$M_{y,Sd} = 1363,77 \text{ daN}$$

$$M_{z,Sd} = 223,56 \text{ daN}$$

$$M_{pl.y.Rd} = 3546,36 \text{ daN}$$

$$M_{pl.z.Rd} = 739,18 \text{ daNm}$$

$$n = \frac{Nsd}{NplRd} = \frac{1800,83}{51059,1} = 0,035$$

$$a = \min\left(\frac{Aw}{A}; 0,5\right) = \min\left(\frac{9,34}{23,9} = 0,39; 0,5\right) = 0,39$$

$$\beta = 5 \times 0,035 = 0,175 < 1 \text{ donc } \beta = 1$$

$$MNyRd = 3546,36 \times \frac{1-0,035}{1-0,5 \times 0,39} = 4251,227 \text{ daN}$$

$$MNzRd = 739,18 \times \left[ 1 - \left( \frac{0,035 - 0,39}{1 - 0,39} \right)^2 \right] = 488,83 \text{ daN}$$

$$\left[ \frac{1363,77}{4251,227} \right]^2 + \left[ \frac{223,56}{488,83} \right]^1 = 0,56 < 1$$

La panne est vérifiée à Flexion déviée composée

#### d) Indice de l'effort tranchant :

Incidence de l'effort tranchant :

Si  $V_{Sd} \leq 0,5V_{pl,Rd} \rightarrow$  Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment résistant.

A mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

#### e) Vérification s'il y a présence de l'effort normal

Si :  $N_{Sd} \leq \text{Min} (0,25 N_{pl,Rd} ; 0,5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$ . Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{Sd} = 1800,83 \text{ daN}$$

$$0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \times 51059,1 = 12764,775 \text{ daN}$$

$$0,5A_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,5 \times 934 \times \frac{235}{1,1} = 9976,82 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 1800,83 \text{ daN} \leq \text{Min} (12764,775 \text{ daN} ; 9976,82 \text{ daN}) = 9976,82 \text{ daN}.$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de réduction des moments de résistance plastique.

#### f) Vérification à l'instabilité :

##### ❖ Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \leq 1$$

- Calcul du coefficient de réduction pour le flambement  $\chi_{min}$  :  
 $\chi_{min} = \min (\chi_y ; \chi_z)$

- **Flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique) :**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\beta_A = 1 \text{ (section 1,2 et 3).}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{6000}{74,2} = 80,86 \text{ (} l_y \text{ est la longueur de flambement } l_y = 6m \text{)}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 3,14 \times \left[ \frac{2,1 \times 10^5}{235} \right]^{0.5} = 93,865$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{80,86}{93,865} \times [1]^{0.5} = 0,86$$

**Choix de la courbe de flambement:**

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1,97 > 1,2$$

$$t_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant y-y : **courbe a** avec  $\alpha = 0,21$

**Facteur de réduction**

$\chi_y = 0,7597$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

- **Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors du plan du portique) :**

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\beta_A = 1 \text{ (section 1,2 et 3).}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{6000}{20,5} = 292,68 \text{ (} l_z \text{ est la longueur de flambement } l_z = 6m \text{)}$$

**Remarque :** D'après la valeur élevée de l'élançement  $\lambda_z$  on constat que la panne nécessite une lierne qui va diminuer la longueur de flambement.

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{3000}{20,5} = 146,34 \quad (l_z \text{ est la longueur de flambement } l_z = 3m)$$

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 3,14 \times \left[ \frac{2,1 \times 10^5}{235} \right]^{0,5} = 93,865$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{146,34}{93,865} \times [1]^{0,5} = 1,56$$

**Choix de la courbe de flambement:**

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1,97 > 1,2$$

$$t_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suitant z-z : **courbe b** avec  $\alpha = 0,34$

**Facteur de réduction:**

$\chi_z = 0,3211$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a

$$\chi_{min} = \min (\chi_y = 0,7597; \chi_z = 0,3211)$$

$$\chi_{min} = 0,3211$$

- Calcul du coefficient  $K_y$  et  $K_z$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} \times W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \quad \text{avec } \mu_y < 0,9$$

$$\mu_y = 0,86 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left( \frac{166 - 146}{146} \right) = -1,067 < 0,9$$

$$K_Y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times f_y} \quad \text{avec } K_Y \leq 1,5$$

$\beta_{MY}$  : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement. Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{MY} = 1,3$ .

$$K_Y = 1 - \frac{-1,067 \times 18008,3}{0,7597 \times 2390 \times 235} = 1,045 < 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta M_z - 4) + \left( \frac{W_{pl,z} \times W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \quad \text{avec } \mu_y < 0,9$$

$$\mu_z = 1,56 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left( \frac{34,6 - 22,2}{22,2} \right) = -1,625 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{X_z \times A \times f_y} \quad \text{avec } K_y \leq 1,5$$

$$\beta_{M_z} = 1,3.$$

$$K_z = 1 - \frac{-1,625 \times 18008,3}{0,3211 \times 2390 \times 235} = 1,162 < 1,5$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = 10,85 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{pl, Rd}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \leq 1$$

$$\frac{1800,83}{0,3211 \times 51059,1} + \frac{1,045 \times 834,525}{3546,36} + \frac{1,162 \times 10,85}{739,18} = 0,372 \leq 1$$

La panne (montant de la poutre au vent) avec lierne est vérifiée au flambement.

❖ Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{pl, Rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y, sd}}{X_{LT} \times M_{ply, Rd}} + \frac{K_z \times M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}} \leq 1$$

- Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$ :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0,5}$$

$$\beta_A = 1 \text{ (section 1,2 et 3).}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{300}{2,05}}{(1,132)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{300/2,05}{18/0,8} \right)^2 \right]^{0.25}} = 103,53$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} = \frac{103,53}{93,865} = 1,1$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1,1 > 0,4$  il y a risque de déversement

### Choix de la courbe de flambement:

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1,97 > 1,2$$

$$t_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suisant y-y : **courbe a**  $\alpha = 0.21$

### Facteur de réduction

$\chi_{LT} = 0,5960$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a

- Calcul du coefficient  $K_{LT}$

$$\mu_{LT} = 0,15 \overline{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \text{ avec } \mu_y < 0,9$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,56 \times 1,3 - 0,15 = 0,154 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{X_z \times A \times f_y} \text{ avec } K_{LT} \leq 1,5$$

$\beta_{MY}$  : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement. Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{MY} = 1,3$ .

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,154 \times 18008,3}{0,3211 \times 2390 \times 235} = 0,985 < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{X_{LT} \times M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \times M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{1800,83}{0,3211 \times 51059,1} + \frac{0,985 \times 834,525}{0,596 \times 3546,36} + \frac{1,162 \times 10,85}{739,18} = 0,5158 \leq 1$$

La panne (montant de la poutre au vent) avec lierne est vérifiée au déversement.

## 6) Etude des liernes :

### A) Définition :

Les liernes sont des tirants passant au milieu des pannes, travaillent en traction. Ce sont généralement des barres en fer rond, des cornières ou des tubes.

Les liernes des pannes ont les fonctions suivantes :

- En phase de montage du bâtiment, assurer la rectitude des pannes avant mise en place de la couverture.
- En phase d'exploitation du bâtiment, apporter aux pannes un maintien latéral.

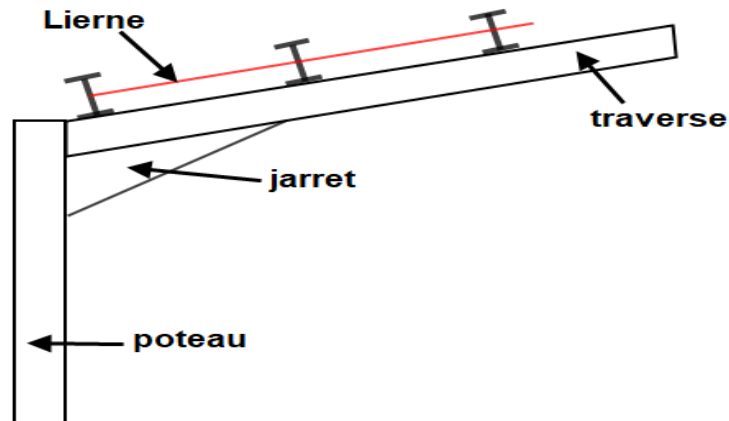


Figure III.21 : La lierne de toiture.

### B) Dimensionnement des liernes :

#### a) Calcul de la Réaction R au niveau du lierne :

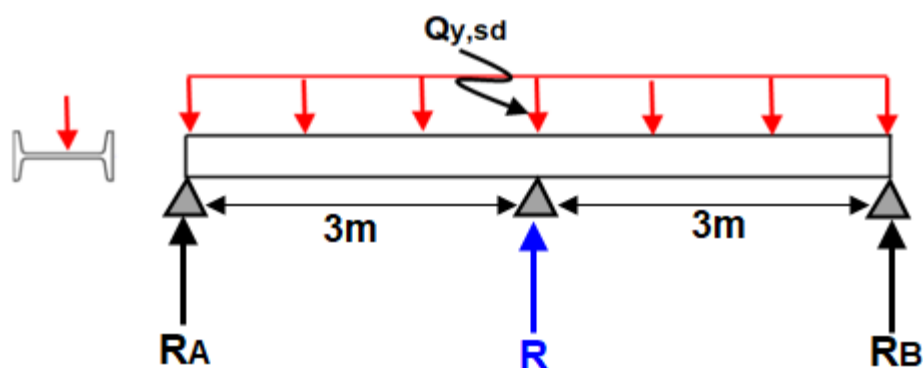


Figure III.22 : La réaction au niveau du lierne.

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 307,106 \times \sin(9,31) = 49,68 \text{ daN/m}$$

$$R = 1,25 \times Q_{y,sd} \times l/2 = 1,25 (49,68) \times 6/2 = 186,3 \text{ daN}$$

**b) Calcul de l'effort de traction :**

- Effort de traction dans le tronçon du lierne L<sub>1</sub> provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{186,3}{2} = 93,15 \text{ daN}$$

- Effort dans les tronçons intermédiaires :

$$T_n = R + T_{n-1}$$

$$T_2 = R + T_1 = 186,3 + 93,15 = 279,45 \text{ daN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 186,3 + 279,45 = 465,75 \text{ daN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 186,3 + 465,75 = 652,05 \text{ daN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 186,3 + 652,05 = 838,35 \text{ daN}$$

$$T_6 = R + T_5 = 186,3 + 838,35 = 1024,65 \text{ daN}$$

$$T_7 = R + T_6 = 186,3 + 1024,65 = 1210,95 \text{ daN}$$

$$T_8 = R + T_7 = 186,3 + 1210,95 = 1397,25 \text{ daN}$$

$$T_9 = R + T_8 = 186,3 + 1397,25 = 1583,55 \text{ daN}$$

- Effort dans les diagonales:

$$2T_{10} \times \sin(\theta) = T_9$$

$$\theta = \arctg \frac{1,411}{3} = 25,19^\circ$$

$$T_{10} = \frac{T_9}{2\sin(\theta)} = \frac{1583,55}{2\sin(25,19)} = 1860,28 \text{ daN}$$

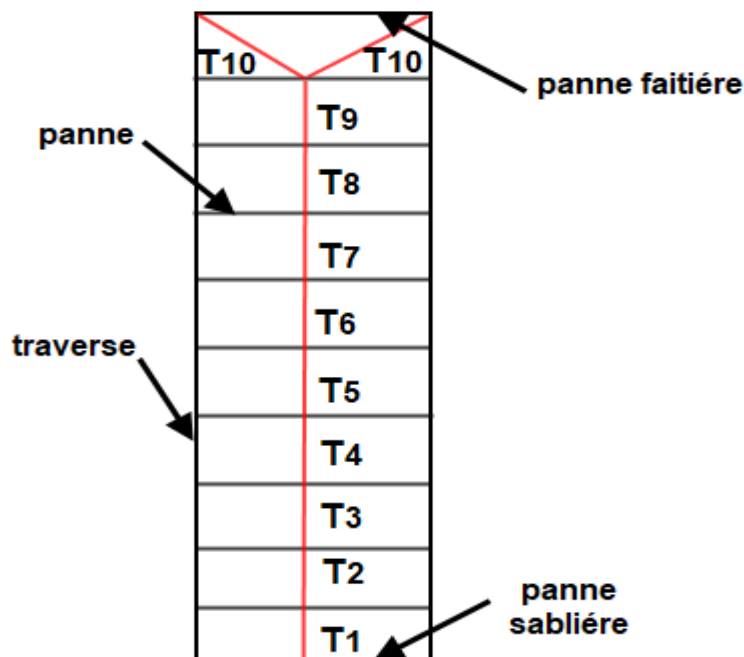


Figure III.23 : Efforts dans les liernes.

**c) Calcul de la section des liernes :**

Le tronçon le plus sollicité est  $L_{10}$  :

$$T_{10} = N_{sd} = 1860,28 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction  $N_{sd} \leq N_{pl}, R_d$

$$N_{pl}, R_d = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \geq N_{sd}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{(1860,28 \times 1,1)}{235} = 87,07 \text{ mm}^2 \quad A \geq 87,07 \text{ mm}^2$$

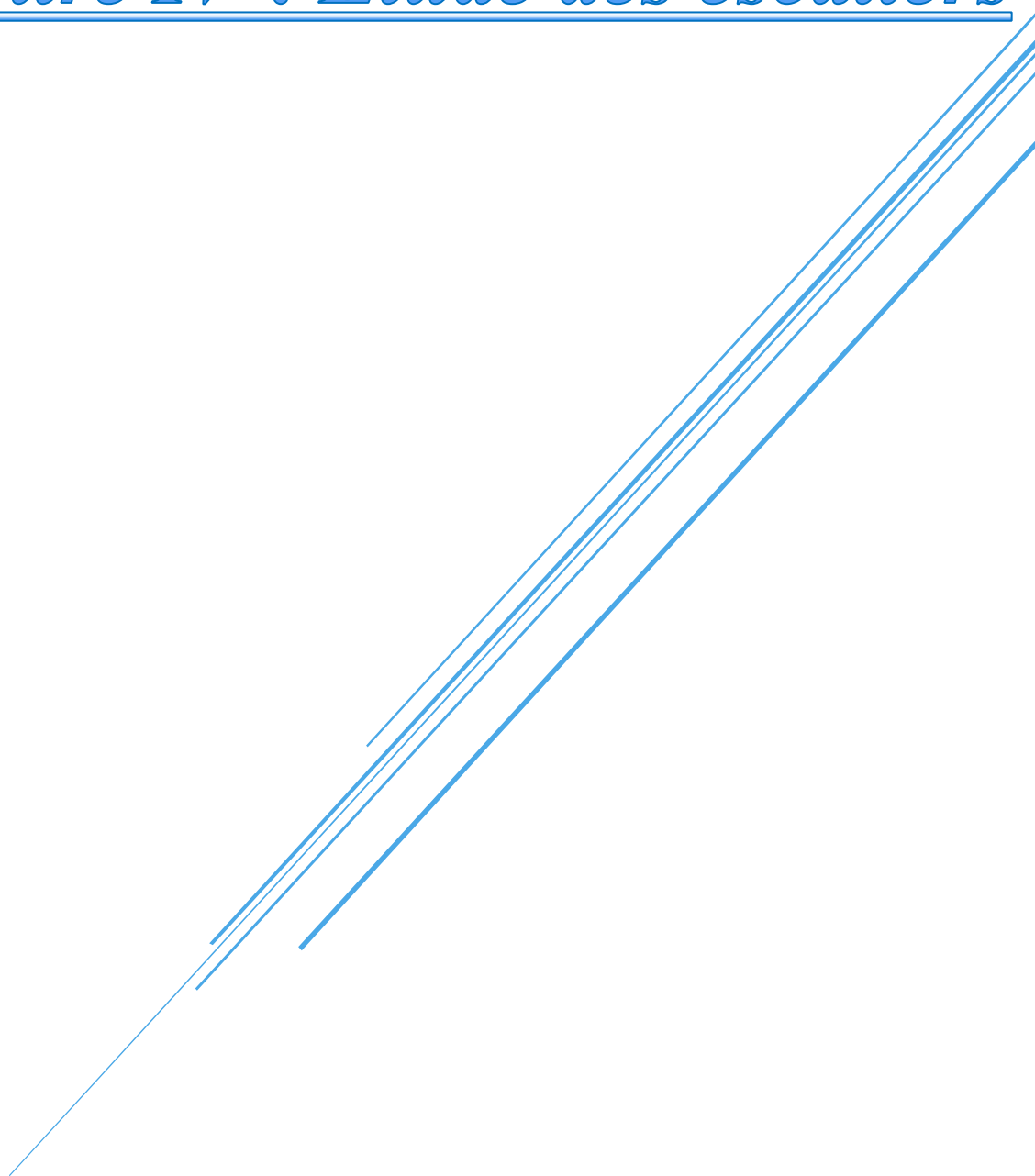
$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 87,07 \text{ mm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{87,07 \times 4}{3,14}} = 10,53 \text{ mm}$$

**7) Conclusion :**

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profilés des éléments secondaires qui sont capables de résister à leurs poids propres et à tous les efforts extrêmes de vent.

# *Chapitre IV : Étude des escaliers*



### 1) introduction

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

Notre structure contient un plancher, ou des bureaux et des sanitaires sont installés, et pour y accéder on prévoit un escalier comprise entre deux paliers successifs.

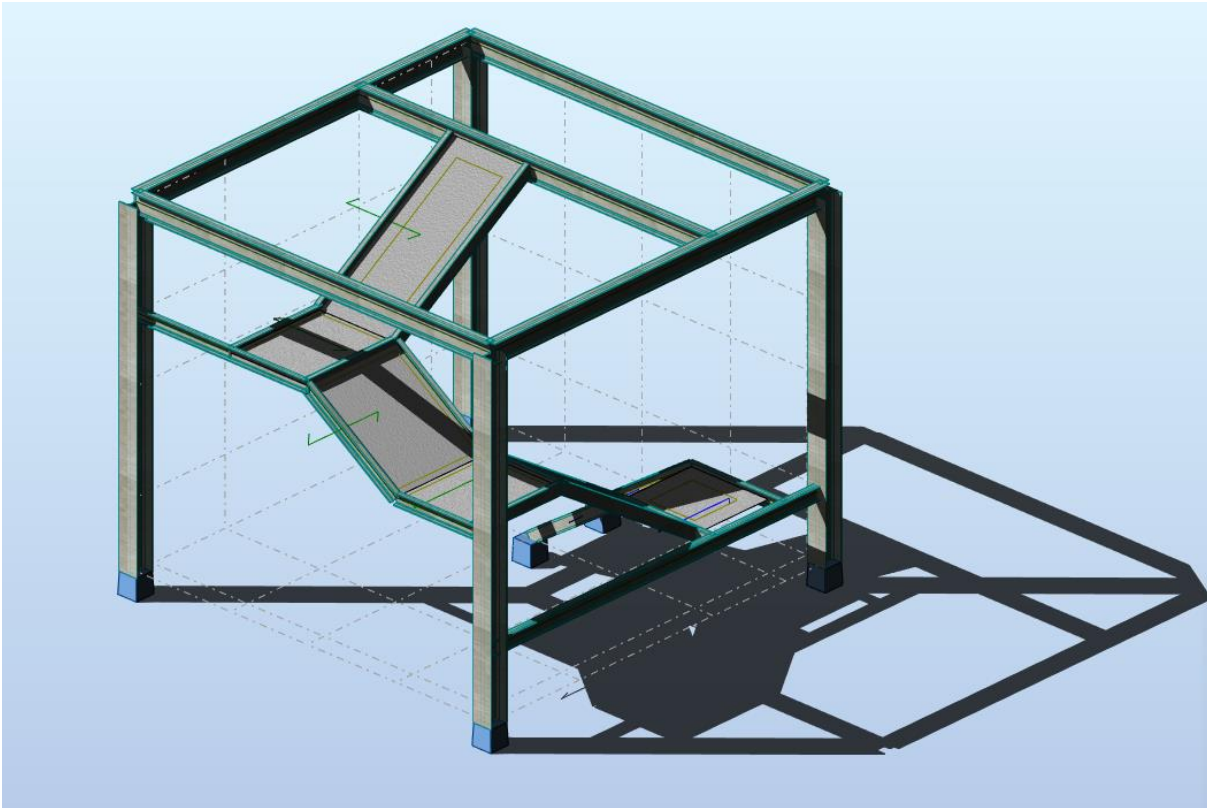


Figure IV.1 : vue en 3D de la cage d'escaliers

### 2) Définition des éléments constituant les escaliers :

- Cage d'escalier : Pièce dans laquelle se trouve l'escalier.
- Palier : Est un espace plat et spacieux qui marque un étage après une série des marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- Giron : Est une largeur d'une marche d'escalier mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.
- Volée : Est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Limón : Est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profile en U sur l'âme verticale, situé sur le "côté" de l'escalier, parallèle au mur.

- Marche : Est la partie sur laquelle on pose les pieds. Elle est parallèle au sol.
- Contremarche : Est la partie verticale de la marche

### 3) Choix des dimensions :

Le dimensionnement des marches et des contres marches sera déterminé à l'aide de la formule de

$$\text{BLONDEL : } 59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

h : Hauteur de la contre marche.

g : Giron.

h : varie de 16 cm à 18 cm

g : varie de 25 cm à 30 cm

Donc : Hauteur d'étage  $h_e = 5,10$  m

Giron:  $g = 30$  cm

$$\text{On a : } 59\text{cm} \leq (30+2h) \leq 66\text{cm}$$

Pour  $h = 17\text{cm}$

$$\text{On a : } N = h_e / h = 510 / 17 = 30$$

Donc : nous avons 30 marches dans toute les volées.

$$\text{La longueur de la ligne de la foulée sera : } L = g (n - 1) = 30(30-1)$$

$$L = 870 \text{ cm} = 8,7 \text{ m}$$

$$\text{L'inclinaison de la paillasse : } \text{tg}\beta = h/g = 17 / 30 = 0,566 \quad \text{donc : } \beta = 29,54^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$\text{Paillasse 1: } L_1 = 6 \times (17 / \sin 29,54^\circ) = 206,88 \text{ cm}$$

$$\text{Paillasse 2: } L_2 = 9 \times (17 / \sin 29,54^\circ) = 310,325 \text{ cm}$$

$$\text{Paillasse 3: } L_3 = 6 \times (17 / \sin 29,54^\circ) = 206,88 \text{ cm}$$

$$\text{Paillasse 4: } L_4 = 9 \times (17 / \sin 29,54^\circ) = 310,325 \text{ cm}$$

### 4) Dimensionnement de la cornière (support) :

- La longueur de la marche  $L = 1,50$  m
- La largeur de la marche  $l = G = 0,3$  m
- Les cornières sont en acier S235 :

$F_y = 23,5 \text{ daN/mm}^2$  (la limite élasticité d'acier).

$E = 21000 \text{ daN/mm}^2$  (le module d'élasticité longitudinale de l'acier)

### A) Evaluation des charges :

#### a) La charge permanente (sans poids du profilé) :

Marbre :  $G = 56 \text{ daN/m}^2$

Tôle de 1mm :  $G = 7,85 \text{ daN/m}^2$

Mortier de pose :  $G = 40 \text{ daN/m}^2$

#### b) La charge d'exploitation :

$Q = 250 \text{ daN/m}^2$

### B) Détermination de la section de cornière:

Le calcul est réalisé par l'outil informatique (robot)

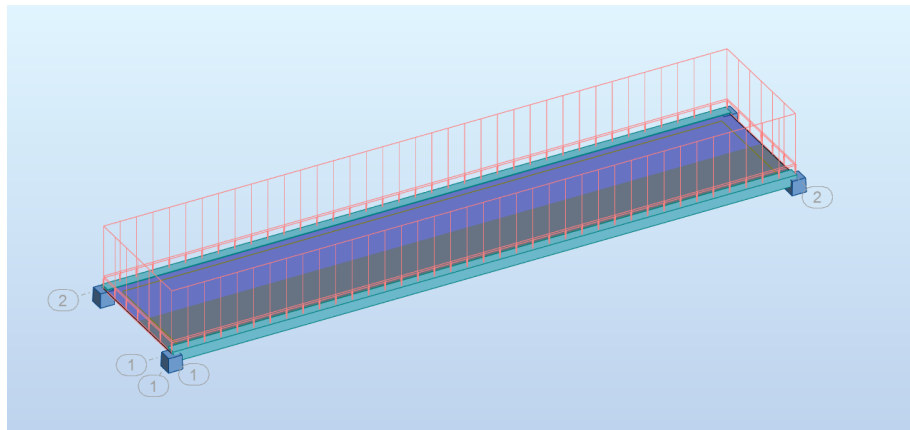


Figure IV.2 : Distribution des charges

#### a) Diagrammes statiques :

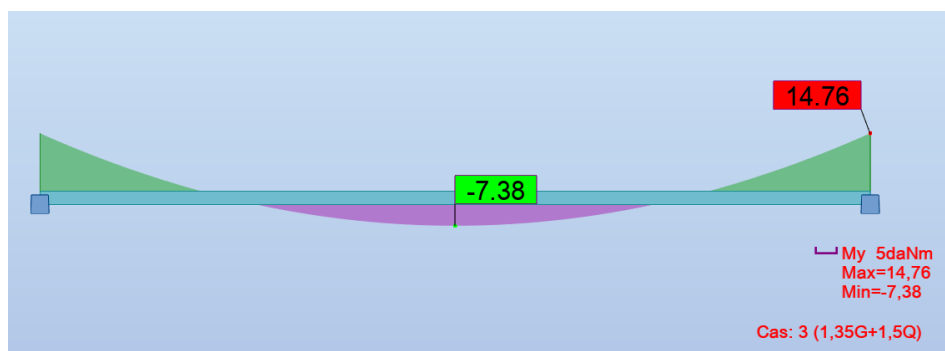


Figure IV.3 : Schéma statique de moment fléchissant

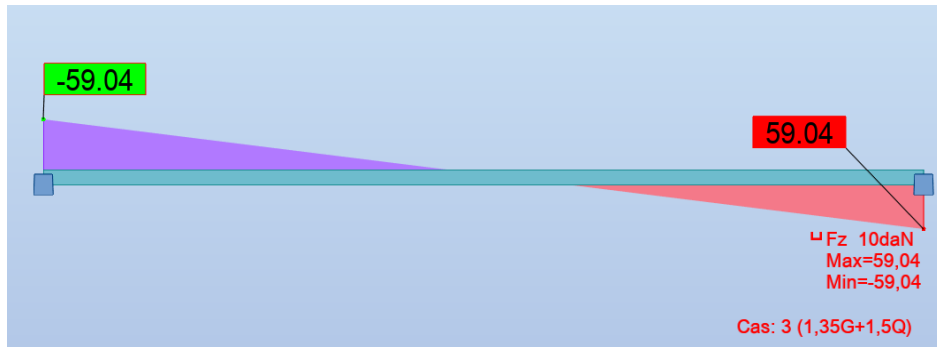


Figure IV.4 : Schéma statique d'effort tranchant

b) Note de calcul :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*  
**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 1 corniere\_2

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L = 1.50 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 3 1,35G+1,5Q 1\*1.35+2\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER E28  $f_y = 2350.00$  daN/cm<sup>2</sup>



**PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 25x3**

h=2.5 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=2.5 cm

Ay=0.75 cm<sup>2</sup>

Az=0.75 cm<sup>2</sup>

Ax=1.43 cm<sup>2</sup>

tw=0.3 cm

Iy=0.80 cm<sup>4</sup>

Iz=0.80 cm<sup>4</sup>

Ix=0.04 cm<sup>4</sup>

tf=0.3 cm

Wply=0.84 cm<sup>3</sup>

Wplz=0.84 cm<sup>3</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$M_{z,Ed} = -14.76$  daN\*m  $V_{y,Ed} = 59.04$  daN

$M_{z,pl,Rd} = 23.04$  daN\*m  $V_{y,c,Rd} = 1190.78$  daN

$M_{z,c,Rd} = 23.04$  daN\*m

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

### Contrôle de la résistance de la section:

$$M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.64 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

### DEPLACEMENTS LIMITES



#### Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.4 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/300.00 = 0.5 \text{ cm}$$

Vérifié

**Cas de charge décisif:** 4 G+Q (1+2)\*1.00

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/300.00 = 0.5 \text{ cm}$$

Vérifié

**Cas de charge décisif:** 4 G+Q (1+2)\*1.00



**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé

**Profil correct !!!**

Les résultats de l'analyse donnent une cornière de 25x25x3

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière de 35x35x4

### 5) Dimensionnement de limon et de la traverse:

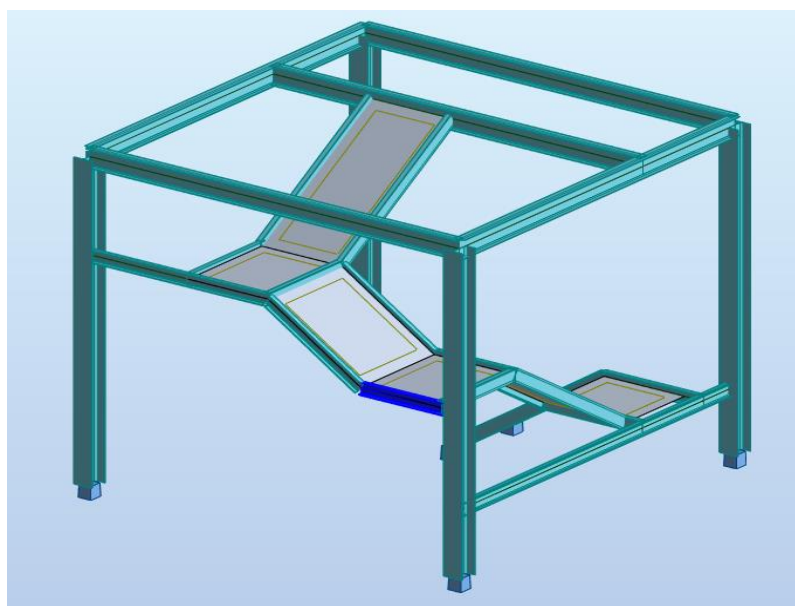
#### A) Les charges appliquées :

$$G \text{ (le poids propre)} = 150 \text{ daN /m}^2$$

$R_{mq}$  : le poids des éléments est calculé automatiquement par le logiciel utilisé Robot S.A

$$Q = 250 \text{ daN /m}^2$$

L'élément le plus sollicité c'est la barre numéro 14 apparaît dans la figure qui ci-dessus :



**Figure IV.5 : L'élément le plus sollicité**

B) Détermination de la section du limon:

a) Les diagrammes statiques :

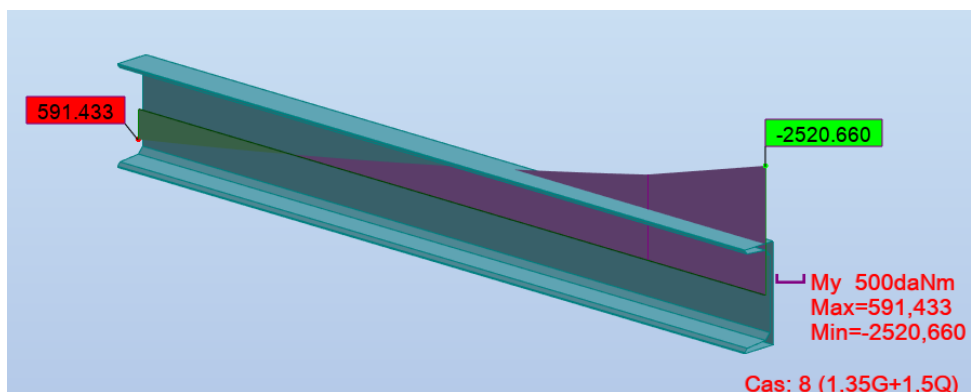


Figure IV.6 : Diagramme du moment fléchissant

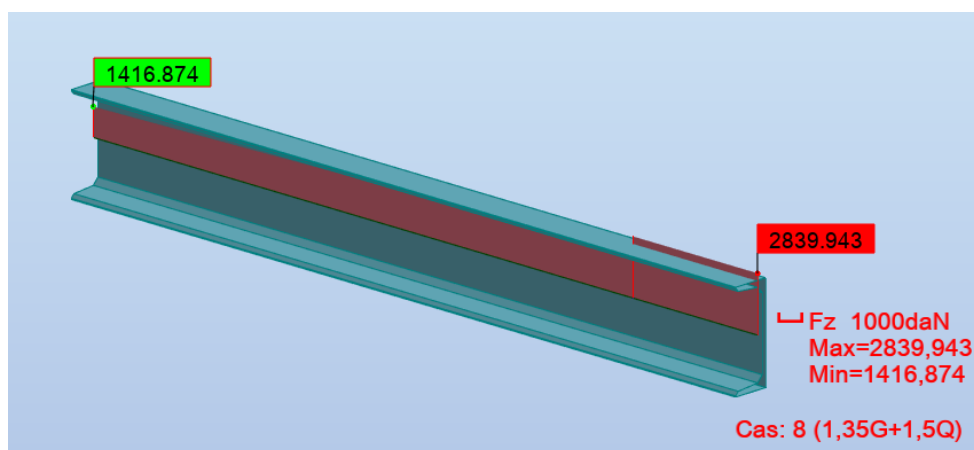


Figure IV.7 : Diagramme de l'effort tranchant

b) Détails de calcul :

Caractéristiques de la section: UPN 200			
Ax	32.20	cm <sup>2</sup>	aire de la section
Ay	19.11	cm <sup>2</sup>	aire efficace en cisaillement dans la direction y
Az	17.25	cm <sup>2</sup>	aire efficace en cisaillement dans la direction z
Ix	11.90	cm <sup>4</sup>	moment d'inertie de torsion
Iy	1910.00	cm <sup>4</sup>	moment d'inertie par rapport à l'axe y
Iz	148.00	cm <sup>4</sup>	moment d'inertie par rapport à l'axe z
Wely	191.00	cm <sup>3</sup>	module de flexion élastique par rapport à l'axe y
Welz,r	26.96	cm <sup>3</sup>	module de flexion élastique par rapport à l'axe z - coté droit
Welz,l	73.63	cm <sup>3</sup>	module de flexion élastique par rapport à l'axe z - coté gauche
h	20.00	cm	hauteur de la section
b	7.50	cm	largeur de la section

## CHAPITRE IV : ÉTUDE DES ESCALIERS

tf	1.15	cm	épaisseur de l'aile
tw	0.85	cm	épaisseur de l'âme
ry	7.70	cm	rayon de giration par rapport à l'axe y
rz	2.14	cm	rayon de giration par rapport à l'axe z
Anb	1.00		Rapport de l'aire de la section affaiblie (nette) à la section non affaiblie (brute)
Eta	1.00		coefficient pour la définition d'Av

### Matériau:

Nom : ACIER E24

fy	2350.000	daN/cm <sup>2</sup>	résistance du matériau
fu	3650.000	daN/cm <sup>2</sup>	contrainte ultime à la traction - valeur caractéristique
gM0	1.00		coefficient de sécurité partiel
gM1	1.00		coefficient de sécurité partiel
gM2	1.25		coefficient de sécurité partiel

### Désignations des normes additionnelles:

EN112			EN 1991-1-2:2003 - Actions sur les structures exposées au feu
EN312			EN 1993-1-2:2005 - Calcul du comportement au feu
EN313			EN 1993-1-3:2005 - Règles supplémentaires pour les profilés et plaques à parois minces
EN315			EN 1993-1-5:2005 - Règles supplémentaires pour les plaques planes chargées dans leur plan
EC111			ECCS No111:2001 - Préconisations pour les calculs au feu
ENV311			ENV 1993-1-1:1992 - Règles générales et règles pour les bâtiments

### Classe de la section

cf	5.50	cm	largeur de l'aile
tf	1.15	cm	épaisseur de l'aile
cf/tf	4.78		élancement de la semelle
KLF		1	classe de la semelle
cw	15.40	cm	hauteur de l'âme
tw	0.85	cm	épaisseur de l'âme
cw/tw	18.12		élancement de l'âme
KLW		1	classe de l'âme
(hw/tw)lim	72.00		élancement limite de l'âme pour le cisaillement
hw/tw	20.82		élancement de l'âme pour le cisaillement
KLSZ	Plastique		classe de l'âme pour le cisaillement
KL		3	classe de la section

## CHAPITRE IV : ÉTUDE DES ESCALIERS

### Paramètres de l'analyse de déversement

méthode générale [6.3.2.2]

Lcr,upp	1.60	m	longueur de déversement de la semelle supérieure
Lcr,low	1.60	m	longueur de déversement de la semelle inférieure
C1	2.06		coefficient pour le calcul de Mcr
C2	0.00		coefficient pour le calcul de Mcr
Iw	12735.46	cm <sup>6</sup>	rayon d'inertie sectoriel
zg	10.00	cm	distance du point d'application de la charge du centre de cisaillement
Mcr	31802.793	daN*m	moment critique pour le déversement
Lam_LT	0.38		élancement fictif de la barre pour le déversement
Courbe,LT	d		courbe de déversement
alfa,LT	0.76		paramètre de l'imperfection pour les courbes de déversement
fi,LT	0.64		coefficient pour les calculs XLT
XLT	0.87		coefficient de déversement

### Paramètres de l'analyse de la stabilité globale de la barre

méthode de calcul des paramètres d'interaction - Annexe A

Ncr,T	238570.451	daN	force critique (flambement en torsion)
Miy	1.00		coefficient pour les calculs des coefficients d'interaction kij
Miz	1.00		coefficient pour les calculs des coefficients d'interaction kij
wy	1.19		coefficient dépendant du ratio de facteurs sectionnels
wz	1.50		coefficient dépendant du ratio de facteurs sectionnels
Lam_0	0.54		élancement relatif pour le déversement (moment constant)
Cmy,0	1.00		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
Cmz,0	1.00		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
Cmy	1.00		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
Cmz	1.00		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
Cmy,OLT	1.00		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
CmyLT	1.00		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
CmLT	1.00		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
aLT	0.99		coefficient pour les calculs des coefficients d'interaction kij
bLT	0.00		coefficient pour les calculs de Cyy
Cyy	1.00		coefficient pour les calculs des coefficients d'interaction kij
cLT	0.00		coefficient pour les calculs de Cyz
Cyz	1.00		coefficient pour les calculs des coefficients d'interaction kij
dLT	0.00		coefficient pour les calculs de Czy
Czy	1.00		coefficient pour les calculs des coefficients d'interaction kij
eLT	0.00		coefficient pour les calculs de Czz
Czz	1.00		coefficient pour les calculs des coefficients d'interaction kij
kyy	1.00		paramètre de l'interaction
kyz	1.00		paramètre de l'interaction
kzy	1.00		paramètre de l'interaction
kzz	1.00		paramètre de l'interaction

## CHAPITRE IV : ÉTUDE DES ESCALIERS

### Efforts internes dans les points caractéristiques de la section

N,Ed	760.109	daN	effort axial N.Ed
Tt,Ed	-16.286	daN*m	moment de torsion
My,Ed	-1670.178	daN*m	moment fléchissant My.Ed
My,Ed,max	-2520.660	daN*m	Moment maximal
Mz,Ed	164.801	daN*m	moment fléchissant Mz.Ed
Vy,Ed	-614.378	daN	effort tranchant Vy.Ed
Vz,Ed	2829.934	daN	effort tranchant Vz.Ed
Mz,Ed,max	164.801	daN*m	Moment maximal

### Contraintes dans les points caractéristiques de la section

Sig,x,Ed	-1462.154	daN/cm <sup>2</sup>	contrainte normale maximale dans la section
SigN,x,Ed	23.606	daN/cm <sup>2</sup>	contrainte d'effort axial
SigMy,x,Ed	-874.439	daN/cm <sup>2</sup>	contrainte de flexion My dans la fibre supérieure
SigMy2,x,Ed	874.439	daN/cm <sup>2</sup>	contrainte de flexion My dans la fibre inférieure
SigMz,x,Ed	-611.321	daN/cm <sup>2</sup>	contrainte de flexion Mz dans la fibre droite
SigMz2,x,Ed	223.817	daN/cm <sup>2</sup>	contrainte de flexion Mz dans la fibre gauche
Tau,y,Ed	-32.150	daN/cm <sup>2</sup>	contrainte de cisaillement - direction y
Tau,z,Ed	164.054	daN/cm <sup>2</sup>	contrainte de cisaillement - direction z
Tau,ty,Ed	157.381	daN/cm <sup>2</sup>	contrainte de cisaillement due au moment de torsion Tt.Ed
Tau,tz,Ed	116.325	daN/cm <sup>2</sup>	contrainte de cisaillement due au moment de torsion Tt.Ed

### Efforts limites

Nc,Rd	75670.000	daN	résistance ultime plastique en compression
Nb,Rd	75670.000	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement
Mb,Rd	3895.742	daN*m	moment ultime pour le déversement
par rapport à l'axe y de la section			
My,pl,Rd	5358.000	daN*m	moment ultime plastique
My,el,Rd	4488.500	daN*m	moment ultime élastique
My,c,Rd	4488.500	daN*m	moment ultime
Vy,c,Rd	25927.935	daN	résistance ultime en cisaillement
Vy,T,Rd	24695.626	daN	résistance au cisaillement avec la prise en compte de la torsion
par rapport à l'axe z de la section			
Mz,pl,Rd	1217.300	daN*m	moment ultime plastique
Mz,el,Rd	633.515	daN*m	moment ultime élastique
Mz,c,Rd	633.515	daN*m	moment ultime de compression
Vz,c,Rd	23404.337	daN	résistance ultime en cisaillement
Vz,T,Rd	22587.434	daN	résistance au cisaillement avec la prise en compte de la torsion

## CHAPITRE IV : ÉTUDE DES ESCALIERS

### Formules de vérification:

#### Contrôle de la résistance de la section:

UFS[NcMyMz]	0.62		$N, Ed/Nc, Rd + My, Ed/My, c, Rd + Mz, Ed/Mz, c, Rd$
UFS[SigMisses]	0.63		$\sqrt{(\text{Sig}, x, Ed)^2 + 3 * (\text{Tau}, z, Ed + \text{Tau}, tz, Ed)^2} / (fy/gM0)$
UFS[Vy]	0.02		$Vy, Ed/Vy, T, Rd$
UFS[Vz]	0.13		$Vz, Ed/Vz, T, Rd$
UFS[VyT]	0.12		$\text{Tau}, ty, Ed / (fy / (\sqrt{3} * gM0))$
UFS[VzT]	0.09		$\text{Tau}, tz, Ed / (fy / (\sqrt{3} * gM0))$

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

UFB[My]	0.65		$My, Ed, max / Mb, Rd$
UFB[NyMyMz]	0.81		$N, Ed / (Xy * N, Rk / gM1) + kyy * My, Ed, max / (XLT * My, Rk / gM1) + kyz * Mz, Ed, max / (Mz, Rk / gM1)$
UFB[NzMyMz]	0.81		$N, Ed / (Xz * N, Rk / gM1) + kzy * My, Ed, max / (XLT * My, Rk / gM1) + kzz * Mz, Ed, max / (Mz, Rk / gM1)$

### Taux de travail:

RAT	0.81		taux de travail
-----	------	--	-----------------

### Flèches (REPERE LOCAL):

uy	0.020	cm	flèche de la barre en y
uyt max(rel)	0.800	cm	flèche admissible de la barre en y - valeur relative
uy max	0.800	cm	flèche admissible de la barre en y
Ratio(uy)	0.03		taux de travail
uz	0.045	cm	flèche de la barre en z
uzt max(rel)	0.800	cm	flèche admissible de la barre en z - valeur relative
uz max	0.800	cm	flèche admissible de la barre en z
Ratio(uz)	0.06		taux de travail

### c) Note de calcul :

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** *Vérification des pièces*

**FAMILLE:**

**PIECE:** 14 Limon\_14

**POINT:** 7

**COORDONNEE:**  $x = 0.19 L = 0.30 \text{ m}$

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 8 1,35G+1,5Q 1\*1.35+2\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER E24  $f_y = 2350.000 \text{ daN/cm}^2$

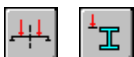


### PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 200

h=20.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.50 cm	Ay=19.11 cm <sup>2</sup>	Az=17.25 cm <sup>2</sup>	Ax=32.20 cm <sup>2</sup>
tw=0.85 cm	Iy=1910.00 cm <sup>4</sup>	Iz=148.00 cm <sup>4</sup>	Ix=11.90 cm <sup>4</sup>
tf=1.15 cm	Wely=191.00 cm <sup>3</sup>	Welz=26.96 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N <sub>Ed</sub> = 760.109 daN	My <sub>Ed</sub> = -1670.178 daN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 164.801 daN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -614.378 daN
Nc,Rd = 75670.000 daN	My <sub>Ed,max</sub> = -2520.660 daN*m	Mz <sub>Ed,max</sub> = 164.801 daN*m	Vy,T,Rd = 24695.626 daN
Nb,Rd = 75670.000 daN	My,c,Rd = 4488.500 daN*m	Mz,c,Rd = 633.515 daN*m	Vz,Ed = 2829.934 daN
	Mb,Rd = 3895.742 daN*m	Vz,T,Rd = 22587.434 daN	Tt,Ed = -16.286 daN*m
		Classe de la section = 3	



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 31802.793 daN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.87
Lcr,low=1.60 m	Lam_LT = 0.38	fi,LT = 0.64	

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.62 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{z,Ed} + \tau_{t,Ed})^2} / (f_y/gM_0) = 0.63 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{t,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.65 < 1.00 \quad (6.3.2.1(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

### DEPLACEMENTS LIMITES



#### Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.020 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 0.800 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

**Cas de charge décisif:** 9 G+Q (1+2)\*1.00

$$u_z = 0.045 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 0.800 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

**Cas de charge décisif:** 9 G+Q (1+2)\*1.00



**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé

**Profil correct !!!**

C) La traverse :

a) Schéma statique :

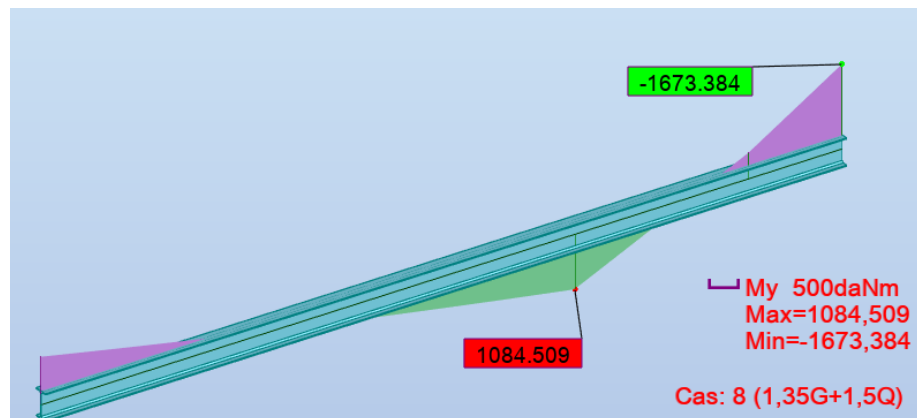


Figure IV.8 : Diagramme du moment fléchissant

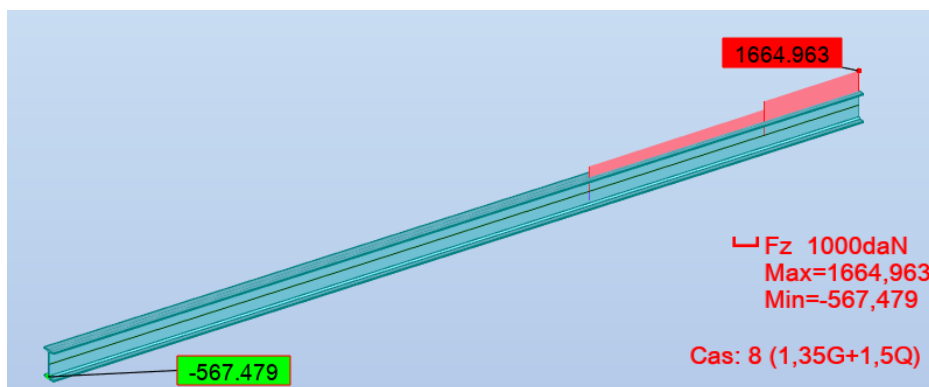


Figure IV.9 : Diagramme de l'effort tranchant

b) Détails de calcul :

Caractéristiques de la section: IPE 200			
Ax	28.48	cm <sup>2</sup>	aire de la section
Ay	19.58	cm <sup>2</sup>	aire efficace en cisaillement dans la direction y
Az	14.00	cm <sup>2</sup>	aire efficace en cisaillement dans la direction z
Ix	7.02	cm <sup>4</sup>	moment d'inertie de torsion
Iy	1943.17	cm <sup>4</sup>	moment d'inertie par rapport à l'axe y
Iz	142.37	cm <sup>4</sup>	moment d'inertie par rapport à l'axe z
Wply	220.64	cm <sup>3</sup>	module de flexion plastique par rapport à l'axe y
Wplz	44.61	cm <sup>3</sup>	module de flexion plastique par rapport à l'axe z
h	20.00	cm	hauteur de la section
b	10.00	cm	largeur de la section
tf	0.85	cm	épaisseur de l'aile
tw	0.56	cm	épaisseur de l'âme
ry	8.26	cm	rayon de giration par rapport à l'axe y

## CHAPITRE IV : ÉTUDE DES ESCALIERS

rz	2.24	cm	rayon de giration par rapport à l'axe z
Anb	1.00		Rapport de l'aire de la section affaiblie (nette) à la section non affaiblie (brute)
Eta	1.00		coefficient pour la définition d'Av

### Matériau:

Nom : ACIER E28

fy	2350.000	daN/cm <sup>2</sup>	résistance du matériau
fu	3650.000	daN/cm <sup>2</sup>	contrainte ultime à la traction - valeur caractéristique
gM0	1.00		coefficient de sécurité partiel
gM1	1.00		coefficient de sécurité partiel
gM2	1.25		coefficient de sécurité partiel

### Désignations des normes additionnelles:

EN112			EN 1991-1-2:2003 - Actions sur les structures exposées au feu
EN312			EN 1993-1-2:2005 - Calcul du comportement au feu
EN313			EN 1993-1-3:2005 - Règles supplémentaires pour les profilés et plaques à parois minces
EN315			EN 1993-1-5:2005 - Règles supplémentaires pour les plaques planes chargées dans leur plan
EC111			ECCS No111:2001 - Préconisations pour les calculs au feu
ENV311			ENV 1993-1-1:1992 - Règles générales et règles pour les bâtiments

### Classe de la section

cf	3.52	cm	largeur de l'aile
tf	0.85	cm	épaisseur de l'aile
cf/tf	4.14		élancement de la semelle
KLF		1	classe de la semelle
cw	15.90	cm	hauteur de l'âme
tw	0.56	cm	épaisseur de l'âme
cw/tw	28.39		élancement de l'âme
alfa	0.51		étendue relative de la zone comprimée plastique
psi	-0.99		rapport des contraintes aux limites
KLW		1	classe de l'âme
(hw/tw)lim	66.56		élancement limite de l'âme pour le cisaillement
hw/tw	32.68		élancement de l'âme pour le cisaillement
KLSZ	Plastique		classe de l'âme pour le cisaillement
KL		1	classe de la section

### Paramètres de l'analyse de déversement

méthode détaillée [6.3.2.3]

Lcr,upp	3.00	m	longueur de déversement de la semelle supérieure
Lcr,low	3.00	m	longueur de déversement de la semelle inférieure
C1	1.29		coefficient pour le calcul de Mcr
C2	0.01		coefficient pour le calcul de Mcr
Iw	13052.57	cm <sup>6</sup>	rayon d'inertie sectoriel

## CHAPITRE IV : ÉTUDE DES ESCALIERS

zg	0.00	cm	distance du point d'application de la charge du centre de cisaillement
Mcr	5919.281	daN*m	moment critique pour le déversement
kc	0.90		paramètre de correction dépendant du mode de chargement
Lam_LT	1.01		élancement fictif de la barre pour le déversement
Lam,LT0	0.25		élancement comparative
Courbe,LT			courbe de déversement
alfa,LT	0.30		paramètre de l'imperfection pour les courbes de déversement
fi,LT	1.13		coefficient pour les calculs XLT
Beta	1.00		coefficient pour les calculs XLT
XLT	0.62		coefficient de déversement
f	0.95		coefficient de réduction pour les calculs XLT,mod
XLT,mod	0.65		coefficient de déversement modifié

### Paramètres de l'analyse de la stabilité globale de la barre

méthode de calcul des paramètres d'interaction - Annexe A

Ncr,T	118477.348	daN	force critique (flambement en torsion)
Miy	1.00		coefficient pour les calculs des coefficients d'interaction kij
Miz	1.00		coefficient pour les calculs des coefficients d'interaction kij
wy	1.14		coefficient dépendant du ratio de facteurs sectionnels
wz	1.50		coefficient dépendant du ratio de facteurs sectionnels
Lam_0	1.15		élancement relatif pour le déversement (moment constant)
Cmy,0	1.00		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
Cmz,0	1.00		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
Cmy	1.00		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
Cmz	1.00		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
Cmy,0LT	1.00		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
CmyLT	1.00		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
CmLT	1.00		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
aLT	1.00		coefficient pour les calculs des coefficients d'interaction kij
bLT	0.00		coefficient pour les calculs de Cyy
Cyy	1.00		coefficient pour les calculs des coefficients d'interaction kij
cLT	0.00		coefficient pour les calculs de Cyz
Cyz	1.00		coefficient pour les calculs des coefficients d'interaction kij
dLT	0.00		coefficient pour les calculs de Czy
Czy	1.00		coefficient pour les calculs des coefficients d'interaction kij
eLT	0.00		coefficient pour les calculs de Czz
Czz	1.00		coefficient pour les calculs des coefficients d'interaction kij
kyy	1.00		paramètre de l'interaction
kyz	1.00		paramètre de l'interaction
kzy	1.00		paramètre de l'interaction
kzz	1.00		paramètre de l'interaction

## CHAPITRE IV : ÉTUDE DES ESCALIERS

### Efforts internes dans les points caractéristiques de la section

N,Ed	498.943	daN	effort axial N.Ed
Tt,Ed	-0.269	daN*m	moment de torsion
My,Ed	-1673.384	daN*m	moment fléchissant My.Ed
My,Ed,max	-1673.384	daN*m	Moment maximal
Mz,Ed	-7.191	daN*m	moment fléchissant Mz.Ed
Vy,Ed	31.996	daN	effort tranchant Vy.Ed
Vz,Ed	1664.963	daN	effort tranchant Vz.Ed
Mz,Ed,max	173.597	daN*m	Moment maximal

### Efforts limites

Nc,Rd	78320.000	daN	résistance ultime plastique en compression
Nb,Rd	78320.000	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement
Mb,Rd	3927.378	daN*m	moment ultime pour le déversement

#### par rapport à l'axe y de la section

My,pl,Rd	6067.600	daN*m	moment ultime plastique
My,el,Rd	5343.717	daN*m	moment ultime élastique
My,c,Rd	6067.600	daN*m	moment ultime
MN,y,Rd	6067.600	daN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
Vy,c,Rd	31081.074	daN	résistance ultime en cisaillement
Vy,T,Rd	31055.568	daN	résistance au cisaillement avec la prise en compte de la torsion

#### par rapport à l'axe z de la section

Mz,pl,Rd	1226.775	daN*m	moment ultime plastique
Mz,el,Rd	783.035	daN*m	moment ultime élastique
Mz,c,Rd	1226.775	daN*m	moment ultime de compression
MN,z,Rd	1226.775	daN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
Vz,c,Rd	22221.635	daN	résistance ultime en cisaillement
Vz,T,Rd	22209.622	daN	résistance au cisaillement avec la prise en compte de la torsion

### Formules de vérification:

#### Contrôle de la résistance de la section:

UFS[Nc]	0.01		N,Ed/Nc,Rd
UFS[NcMy]	0.28		My,Ed/MN,y,Rd
UFS[NcMz]	0.01		Mz,Ed/MN,z,Rd
UFS[NcMyMz]	0.08		$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00}$
UFS[Vy]	0.00		Vy,Ed/Vy,T,Rd
UFS[Vz]	0.07		Vz,Ed/Vz,T,Rd
UFS[VyT]	0.00		$Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0)$
UFS[VzT]	0.00		$Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0)$

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

UFB[My]	0.43		My,Ed,max/Mb,Rd
UFB[NyMyMz]	0.57		$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1)$
UFB[NzMyMz]	0.57		$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1)$

### Taux de travail:

RAT	0.57		taux de travail
-----	------	--	-----------------

### Flèches (REPERE LOCAL):

uy	0.128	cm	flèche de la barre en y
uyt max(rel)	3.000	cm	flèche admissible de la barre en y - valeur relative
uy max	3.000	cm	flèche admissible de la barre en y
Ratio(uy)	0.04		taux de travail
uz	-0.283	cm	flèche de la barre en z
uzt max(rel)	3.000	cm	flèche admissible de la barre en z - valeur relative
uz max	3.000	cm	flèche admissible de la barre en z
Ratio(uz)	0.09		taux de travail

### c) Note de calcul :

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** *Vérification des pièces*

### FAMILLE:

**PIECE:** 12 traverse\_12

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

### CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif:* 8 1,35G+1,5Q 1\*1.35+2\*1.50

### MATERIAU:

ACIER E28  $f_y = 2350.000 \text{ daN/cm}^2$



### PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 200

h=20.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.00 cm	Ay=19.58 cm <sup>2</sup>	Az=14.00 cm <sup>2</sup>	Ax=28.48 cm <sup>2</sup>
tw=0.56 cm	Iy=1943.17 cm <sup>4</sup>	Iz=142.37 cm <sup>4</sup>	Ix=7.02 cm <sup>4</sup>
tf=0.85 cm	Wply=220.64 cm <sup>3</sup>	Wplz=44.61 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 498.943 daN	My,Ed = -1673.384 daN*m	Mz,Ed = -7.191 daN*m	Vy,Ed = 31.996 daN
Nc,Rd = 78320.000 daN	My,Ed,max = -1673.384 daN*m	Mz,Ed,max = 173.597 daN*m	
Nb,Rd = 78320.000 daN	Vy,T,Rd = 31055.568 daN	Mz,c,Rd = 1226.775 daN*m	
	My,c,Rd = 6067.600 daN*m	MN,z,Rd = 1226.775 daN*m	
	Vz,Ed = 1664.963 daN		
	MN,y,Rd = 6067.600 daN*m		
	Vz,T,Rd = 22209.622 daN		
	Mb,Rd = 3927.378 daN*m		
		Tt,Ed = -0.269 daN*m	
		Classe de la section = 1	



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$                        $M_{cr} = 5919.281 \text{ daN}\cdot\text{m}$     Courbe,LT -                       $X_{LT} = 0.62$   
 $L_{cr,low} = 3.00 \text{ m}$                $L_{am\_LT} = 1.01$                        $f_{i,LT} = 1.13$                        $X_{LT,mod} = 0.65$

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.28 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.43 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.57 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.57 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

### DEPLACEMENTS LIMITES



#### Flèches (REPÈRE LOCAL):

$$u_y = 0.128 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.000 \text{ cm}$$

Vérifié

**Cas de charge décisif:** 9 G+Q (1+2)\*1.00

$$u_z = 0.283 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.000 \text{ cm}$$

Vérifié

**Cas de charge décisif:** 9 G+Q (1+2)\*1.00



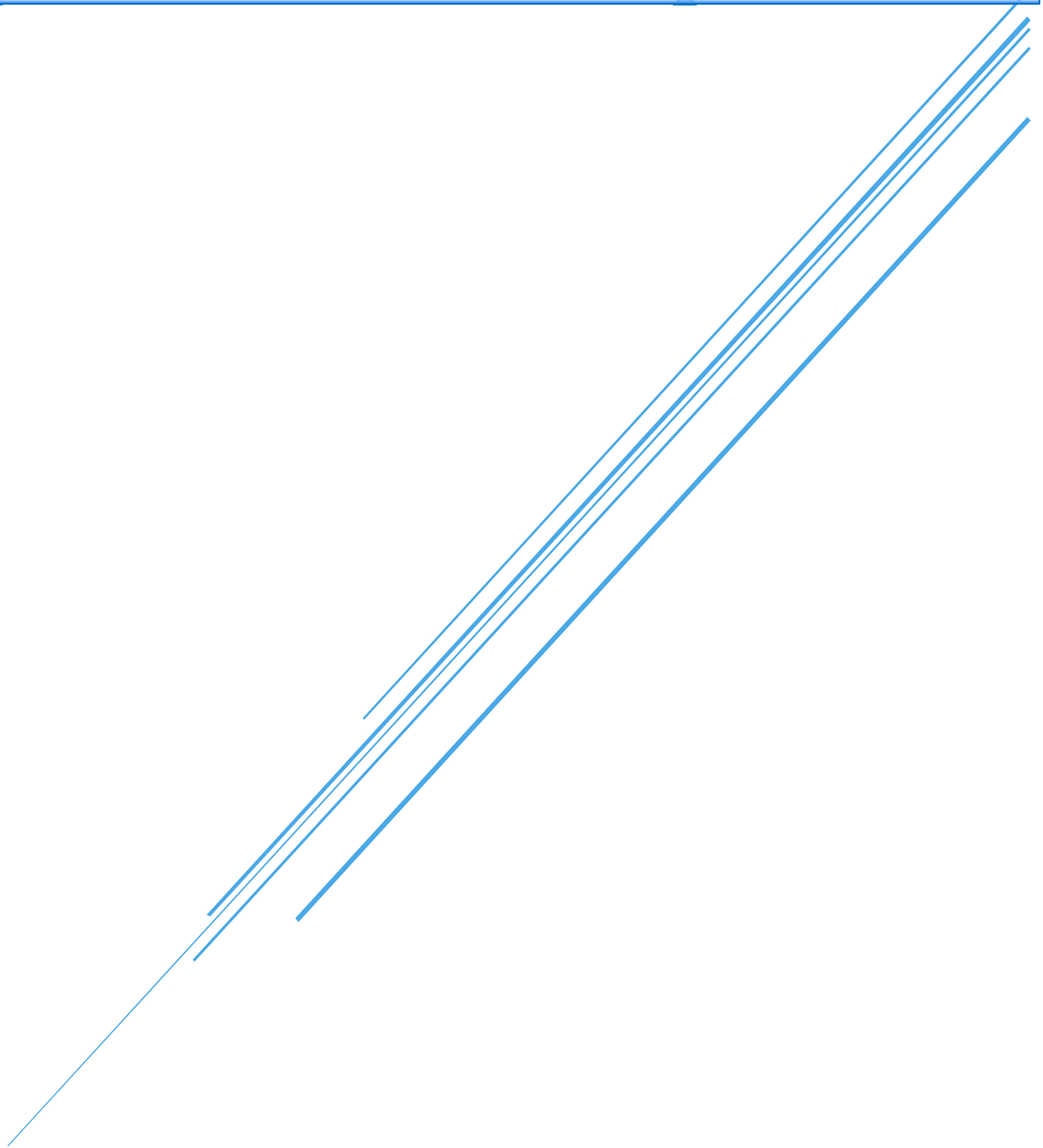
**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):** Non analysé

**Profil correct !!!**

## 6) Conclusion :

Cette étude nous a permis de dimensionner la cage d'escalier, et de vérifier la résistance de ces éléments aux différentes sollicitations.

# *Chapitre V : Étude des planchers*



### 1) INTRODUCTION :

Une dalle mixte est un élément de construction des bâtiments métalliques à ossature mixte. Elle est composée d'une tôle nervurée sur laquelle on coule une dalle en béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température. Dans ce type de dalles (appelés aussi planchers collaborant), la tôle nervurée sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement du béton. Elle peut également servir de contreventement horizontal provisoire lors du montage de la structure porteuse du bâtiment, à condition qu'elle soit fixée à la poutraison de façon adéquate.

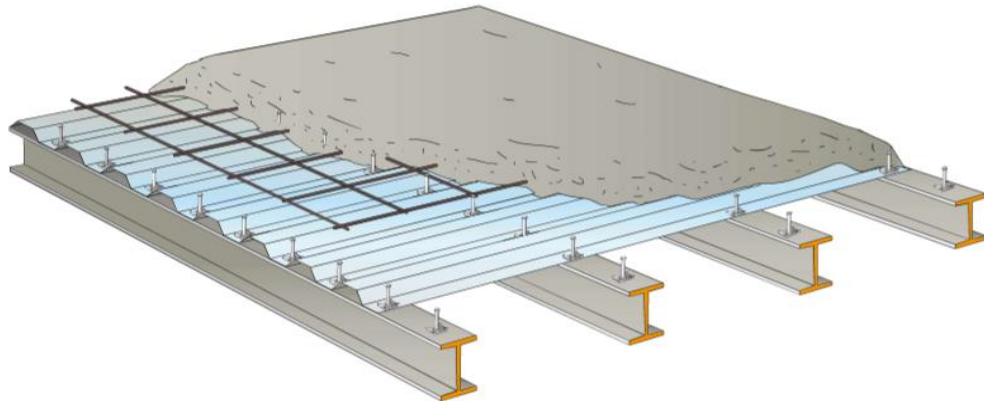


Figure V.1: les composants d'une dalle mixte

### 2) Les caractéristiques du plancher:

#### A) Les caractéristiques géométriques :

La longueur du plancher : 12m

La largeur du plancher : 6m

Entre axe des solives : 1m

Epaisseur de la dalle : 15 cm

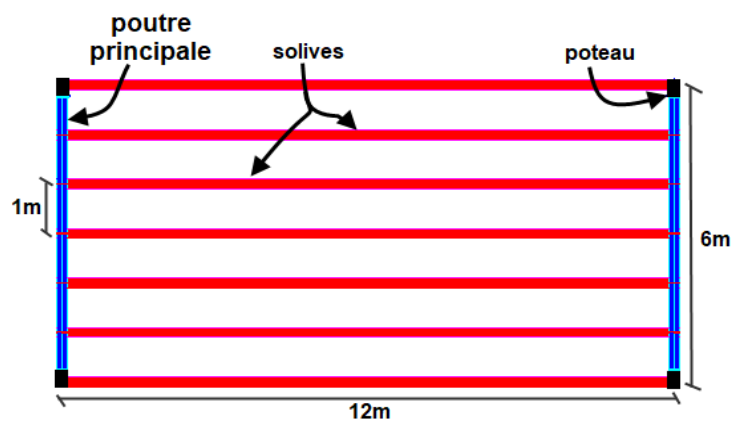


Figure V.2: caractéristiques du plancher

**B) Les caractéristiques des matériaux constituant le plancher :**

**a) Profiles métalliques :**

Poutre principale : IPE600

Solives et poutre secondaire : IPE500 et IPE400

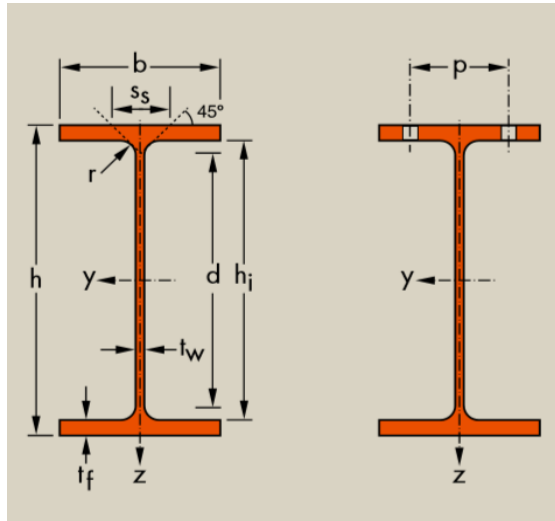


Figure V.3: caractéristiques des profile

• **Caractéristiques géométrique :**

Tableau V.1: caractéristiques géométriques des profile

profilé	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	A mm <sup>2</sup> ×10 <sup>2</sup>	h <sub>i</sub> mm	d mm
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21	116	468,0	426
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373,0	331
IPE 600	122	600	220	12,0	19,0	24,0	156	562,	514

- Caractéristiques statiques :

Tableau V.2: caractéristiques statiques des profile

profilé	$I_y$ $\text{mm}^4$ $\times 10^4$	$W_{el.y}$ $\text{mm}^3$ $\times 10^3$	$W_{pl.y}\blacklozenge$ $\text{mm}^3$ $\times 10^3$	$i_y$ $\text{mm}$ $\times 10$	$A_{vz}$ $\text{mm}^2$ $\times 10^2$	$I_z$ $\text{mm}^4$ $\times 10^4$	$W_{el.z}$ $\text{mm}^3$ $\times 10^3$	$W_{pl.z}\blacklozenge$ $\text{mm}^3$ $\times 10^3$	$i_z$ $\text{mm}$ $\times 10$
IPE 500	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31
IPE 400	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95
IPE 600	92080	3070	3512	24,3	83,8	3387	308	486	4,66

b) La tôle :

La Tn40 :

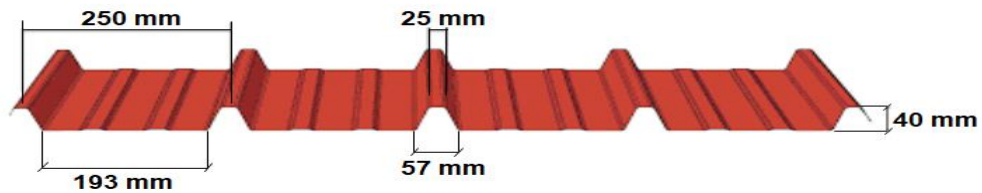


Figure V.4: caractéristiques de la Tn 40

Tableau V.3: caractéristiques de la Tn 40

type	Largeur $\text{mm}$	Longueur $\text{mm}$	Epaisseur $\text{mm}$	Poids $\text{Kg/m}^2$
Tn40	1000	12000	1	9,81

**c) Le béton :**

Le béton est du classe C 25/30

**Tableau V.4: caractéristiques du béton C 25/30**

Classe du béton	résistance à la compression	Résistance à la traction	module d'élasticité sécant	Déformation au pic de contrainte
	f <sub>c</sub> MPa	f <sub>t</sub> MPa	E <sub>cm</sub> MPa	ε ‰
25/30	25	2,6	31000	2,1

**3) Les charges et les surcharges revenants aux planchers :**

L'évaluation des charges et surcharges agissantes sur la structure, qui résume l'action des charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q) sont déterminées suivant le document technique réglementaire (DTR B.C.2.2).

Notre projet a deux planchers différents :

- Plancher 1 : Plancher mixte du premier étage à usage commerciale.
- Plancher 2 : plancher mixte du deuxième étage à usage administratif.

**A) Calcul des charges Permanentes des éléments constitutifs du plancher :**

Solives : IPE 500 :  $90,7/1 = 90,7 \text{ Kg/m}^2 = 0,907 \text{ KN/m}^2$

Solives : IPE 400 :  $66,3/1 = 66,3 \text{ Kg/m}^2 = 0,663 \text{ KN/m}^2$

Poutres principales : IPE 600 :  $122/6 = 20,33 \text{ Kg/m}^2 = 0,2033 \text{ KN/m}^2$

Poutres secondaires : IPE 500 :  $90,7/3 = 30,23 \text{ Kg/m}^2 = 0,3023 \text{ KN/m}^2$

Poutres secondaires : IPE 400:  $66,3/3 = 22,1 \text{ Kg/m}^2 = 0,221 \text{ KN/m}^2$

La tôle : Tn40 :  $9,81 \text{ Kg/m}^2 = 0,0981 \text{ KN/m}^2$

Faux plafond :  $10 \text{ Kg/m}^2 = 0,1 \text{ KN/m}^2$

On a la charge  $G = \rho \cdot e$

Avec :

$\rho$  : poids volumique

$e$  : l'épaisseur de l'élément

**a) Avant durcissement du béton :**

**Tableau V.5: la charge permanent avant durcissement du béton**

Éléments	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )	
			Plancher 1	Plancher 2
Dalle	0,15	25	3,75	3,75
Solive	/	/	0,907	0,663
poutre principale	/	/	0,2033	0,2033
Poutre secondaire	/	/	0,3023	0,221
Tôle Tn40	/	/	0,0981	0,0981
			<b>G = 5,2607 KN/m<sup>2</sup></b>	<b>G = 4,9354 KN/m<sup>2</sup></b>

**b) Apres durcissement du béton :**

**Tableau V.6: la charge permanent après durcissement du béton**

Éléments	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )	
			Plancher 1	Plancher 2
Dalle	0,15	25	3,75	3,75
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4	0,4
Couche de sable	0,02	18	0,36	0,36
Cloisons de séparation interne	0,1	9	0,9	0,9
Faux plafond	/	/	0,1	0,1
Solive	/	/	0,907	0,663
poutre principale	/	/	0,2033	0,2033
Poutre secondaire	/	/	0,3023	0,221
Tôle Tn40	/	/	0,0981	0,0981
			<b>G<sub>1</sub> = 7,4607 KN/m<sup>2</sup></b>	<b>G<sub>2</sub> = 7,1354 KN/m<sup>2</sup></b>

**B) Surcharges de construction Q<sub>C</sub> et surcharges d'exploitations Q :**

- La charge de construction Q<sub>C</sub> : elle dépend uniquement de la phase de construction (avant durcissement du béton).
- Les charges d'exploitations Q : sont indépendantes du cas du béton avant le durcissement

Tableau V.7: la charge construction et d'exploitation agissant sur les deux planchers

Éléments	Surcharges Q	Surcharges Q <sub>c</sub>
Plancher 1	5 KN/m <sup>2</sup>	1 KN/m <sup>2</sup>
Plancher 2	2,5 KN/m <sup>2</sup>	1 KN/m <sup>2</sup>

#### 4) Etude des solives :

**Remarque :** les poutres secondaires ont les mêmes dimensions que les solives dans chaque plancher.

##### A) Classe de la section :

– Classe de la semelle (comprimée):

$$\frac{c}{tf} = \frac{\frac{b - tw - 2r}{2}}{tf} \leq 9\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

○ IPE 500 :

$$\frac{c}{tf} = \frac{\frac{200 - 10,2 - 2 \times 21}{2}}{16} = 4,61 \leq 9$$

○ IPE 400 :

$$\frac{c}{tf} = \frac{\frac{180 - 8,6 - 2 \times 21}{2}}{13,5} = 4,79 \leq 9$$

La semelle des deux profilées IPE500 et IPE400 est de classe 1.

– Classe de l'âme :

$$\frac{c}{tf} = \frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon$$

○ IPE 500 :

$$\frac{c}{tf} = \frac{426}{10,2} = 41,76 \leq 72$$

○ IPE 400 :

$$\frac{c}{tf} = \frac{331}{8,6} = 38,48 \leq 72$$

L'âme des deux profilées IPE500 et IPE400 est de classe 1.

⇒ La section de IPE500 et IPE400 sont de classe 1.

**B) Phase de construction (avant durcissement du béton)**

Dans ce cas on étudie uniquement la résistance de la poutre métallique seule aux charges permanentes.

**a) Les charges agissantes sur la solive:**

**Tableau V.8 : Les charges permanent agissantes sur les solives:**

Éléments	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )	
			Plancher 1	Plancher 2
Dalle	0,15	25	3,75	3,75
Solive	/	/	0,907	0,663
Tôle Tn40	/	/	0.0981	0.0981
			<b>G = 4,7551 KN/m<sup>2</sup></b>	<b>G = 4,5111 KN/m<sup>2</sup></b>

On a : l'entraxe des solives des deux planchers est de 1m

$$G_1 = 4,7551 \text{ KN.m}^{-2} \times 1\text{m} \quad \Rightarrow \quad G_1 = 4,7551 \text{ KN/m}$$

$$G_2 = 4,5111 \text{ KN.m}^{-2} \times 1\text{m} \quad \Rightarrow \quad G_2 = 4,5111 \text{ KN/m}$$

$$Q_{C1} = Q_{C2} = 1 \text{ KN.m}^{-2} \times 1\text{m} \quad \Rightarrow \quad Q_C = 1 \text{ KN/m}$$

**b) Vérification à l'état limite ultime (ELU) :**

La combinaison de charge à l'ELU :

$$q = 1,35G + 1.5Q_C$$

$$q_1 = 1,35 \times G_1 + 1.5Q_C = 7,919 \text{ KN/m}$$

$$q_2 = 1,35 \times G_2 + 1.5Q_C = 7,59 \text{ KN/m}$$

**➤ Vérification a la flexion :**

on doit vérifier la condition suivante :  $M_{y,Sd} < M_{pl,Rd}$

Pour avoir le moment maximal, on considère que la solive est simplement appuyée sur ces extrémités

- **Calcul du moment fléchissant max  $M_{sd}$ :**

Le moment maximal se trouve à mi- travée

$$M_{y,Sd} = \frac{qL^2}{8}$$

○ Solive 1 : IPE 500

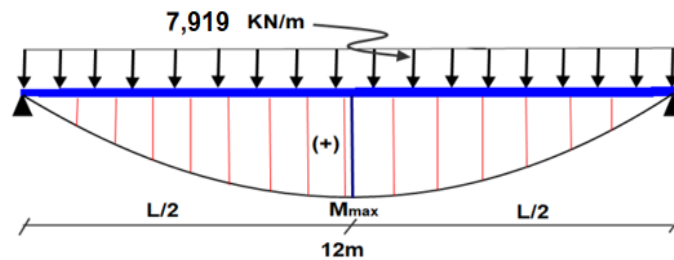


Figure V.5: Diagramme du moment fléchissant (IPE500)

$$M_y, Sd_1 = \frac{q_1 L^2}{8}$$

$$M_y, Sd_1 = \frac{7,919 \times 12^2}{8} = 142,542 \text{ KN.m}$$

○ Solive 2 : IPE 400

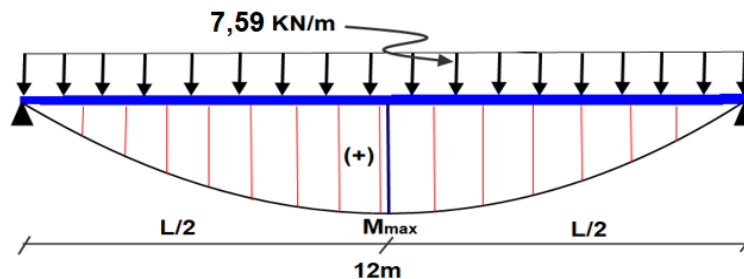


Figure V.6: Diagramme du moment fléchissant (IPE400)

$$M_y, Sd_2 = \frac{q_2 L^2}{8}$$

$$M_y, Sd_2 = \frac{7,59 \times 12^2}{8} = 136,62 \text{ KN.m}$$

• Calcul du moment résistant  $M_{pl,yRd}$

○ Solive 1 : IPE 500

$$M_{pl,y,Rd_1} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2194 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 468,718 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y,Rd_1} = 468,718 \text{ KN.m} > M_{Sd_1} 142,542 \text{ KN.m}$$

○ Solive 2 : IPE 400

$$M_{pl.y,Rd_2} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1307 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 279,223 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y,Rd_2} = 279,223 \text{ KN.m} > M_{Sd_2} = 136,62 \text{ KN.m}$$

Les deux profilées IPE400 et IPE500 sont vérifiées à la flexion.

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que  $V_{Sd} < V_{pl,Rd}$

• **Vérification du danger de voilement :**

- L'âme est non radies et non enrobées
- Pas de raidisseur en dehors des appuis

$$h_i / t_w < 72\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = 1$$

$$\text{IPE 500 : } h_i / t_w = 468 / 10,2 = 45,88 \quad h_i / t_w = 45,88 < 72\varepsilon = 72$$

$$\text{IPE 400 : } h_i / t_w = 373 / 8,6 = 43,37 \quad h_i / t_w = 43,37 < 72\varepsilon = 72$$

Pas de danger de voilement par cisaillement pour les deux profilés

• **Calcul de l'effort tranchant  $V_{Sd}$  :**

$$V_{Sd} = \frac{q \times L}{2}$$

○ Solive 1 : IPE 500

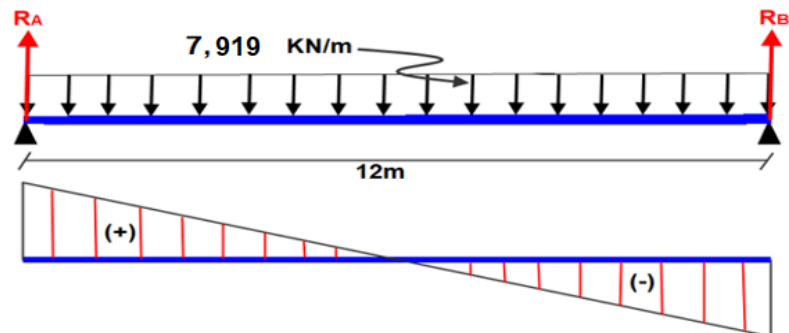


Figure V.7: Diagramme de l'effort tranchant (IPE500)

$$V_{Sd_1} = \frac{q_1 \times L}{2} = \frac{7,919 \times 12}{2} = 47,514 \text{ KN}$$

- Solive 2 : IPE 400

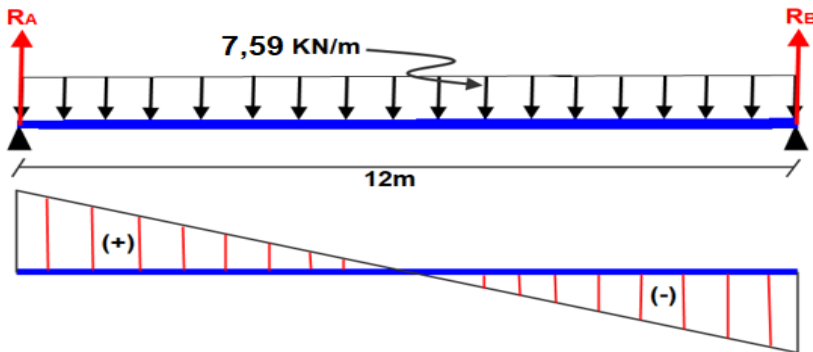


Figure V.8: Diagramme de l'effort tranchant (IPE400)

$$V_{sd_2} = \frac{q^2 \times L}{2} = \frac{7,59 \times 12}{2} = 45,54 \text{ KN}$$

- Calcul de la résistance de la section l'effort tranchant  $V_{pl,Rd}$  :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}}$$

- Solive 1 : IPE 500

$$V_{pl,Rd_1} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{5990 \times (235 / \sqrt{3})}{1,1} = 738,824 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd_1} = 738,824 \text{ KN} > V_{sd_1} = 47,514 \text{ KN}$$

- Solive 2 : IPE 400

$$V_{pl,Rd_2} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{4270 \times (235 / \sqrt{3})}{1,1} = 526,674 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd_2} = 526,674 \text{ KN} > V_{sd_2} = 45,54 \text{ KN}$$

Les deux profilées IPE400 et IPE500 sont vérifiées au cisaillement.

### ➤ Vérification au déversement :

Les nervures de la tôle sont perpendiculaires à l'axe de la solive, donc le déversement est empêché.

### c) Vérification à l'état limite de service (ELS) :

La combinaison de charge à l'ELS

$$q = G + Q_C$$

$$q_1 = G_1 + Q_C$$

$$q_2 = G_2 + Q_C$$

### Vérification à la flèche

Condition de vérification ;

$$f_1 \leq f_{ad} \text{ avec: } f_{ad} = \frac{L}{250} = \frac{1200}{250} = 4,8 \text{ cm}$$

$$f_1 = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E \times I_y} \quad \text{avec: } E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$$

Solive 1 : IPE 500

$$f_1 = \frac{5}{384} \times \frac{5,7551 \times 12000^4}{2,1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4} = 15,35 \text{ mm}$$

$$f_1 = 15,35 \text{ mm} < f_{ad} = 48 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

Solive 2 : IPE 400

$$f_1 = \frac{5}{384} \times \frac{5,5111 \times (12000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 23130 \times 10^4} = 30 \text{ mm}$$

$$f_1 = 30 \text{ mm} < f_{ad} = 48 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

### C) Phase d'exploitation (après durcissement du béton) :

Dans ce cas on étudie la poutre mixte (acier + béton) aux charges permanentes et charges d'exploitation.

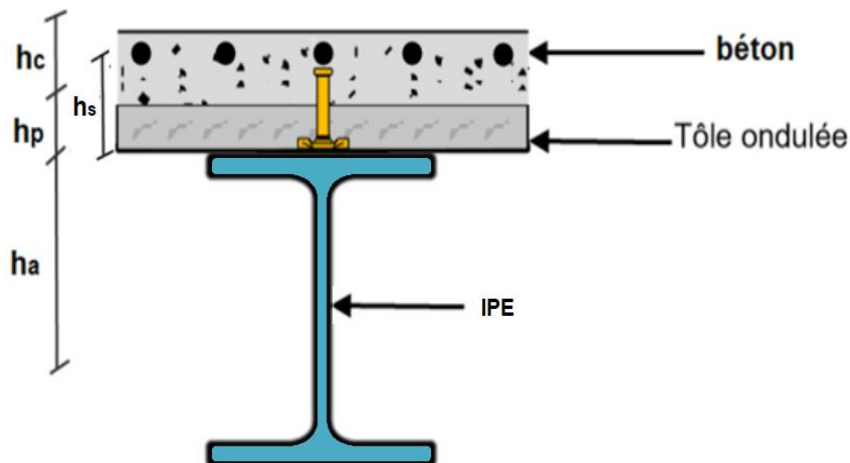


Figure V.9: poutre mixte avec nervures perpendiculaire à l'axe du profile

Tableau V.9 : Les caractéristiques des poutres mixte de chaque plancher :

plancher	solive	tôle	ha (cm)	hp (cm)	hc (cm)	hs (cm)
Plancher 1	IPE 500	TN 40	50	4	11	11
Plancher 2	IPE 400	TN 40	40	4	11	11

a) Les charges agissantes sur la solive:

➤ Charges permanentes G :

Tableau V.10 : Les charges permanentes agissantes sur les solives de chaque plancher

Éléments	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )	
			Plancher 1	Plancher 2
Dalle	0,15	25	3,75	3,75
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4	0,4
Couche de sable	0,02	18	0,36	0,36
Cloisons de séparation interne	0,1	9	0,9	0,9
Faux plafond	/	/	0,1	0,1
Solive	/	/	0,907	0,663
Tôle Tn40	/	/	0,0981	0,0981
			<b>G<sub>1</sub> = 6,9551 KN/m<sup>2</sup></b>	<b>G<sub>2</sub> = 6,7111 KN/m<sup>2</sup></b>

➤ **Surcharges d'exploitations Q :**

Les charges d'exploitations sont indépendantes du cas du béton avant le durcissement

Tableau V.11 : Surcharges d'exploitations agissant sur les deux planchers

Eléments	Surcharges
Plancher 1	5 KN/m <sup>2</sup>
Plancher 2	2,5 KN/m <sup>2</sup>

**b) La largeur participante  $b_{eff}$  :**

Dans les poutres mixtes, le transfert de l'effort de cisaillement par les connecteurs entre la dalle en béton et la poutre métallique ne s'effectue que sur une largeur  $b_{eff}$  dite la largeur participante de la dalle. La valeur de  $b_{eff}$  dépend du rapport de l'espacement  $2b_i$ , de la portée  $L$  des poutres, du type de chargement, de la nature des liaisons (appuis) des poutres, du type de comportement (élastique ou plastique) et d'autres facteurs. L'Eurocode-4 (version ENV 1994-1-1) propose l'expression suivante:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \text{ Avec } b_{ei} = \min(L_0/8, b_i)$$

Dans le cas d'une poutre isostatique sur deux appuis simples la longueur  $L_0$  est prise égale à la portée  $L$  de la poutre.  $L_0 = L$

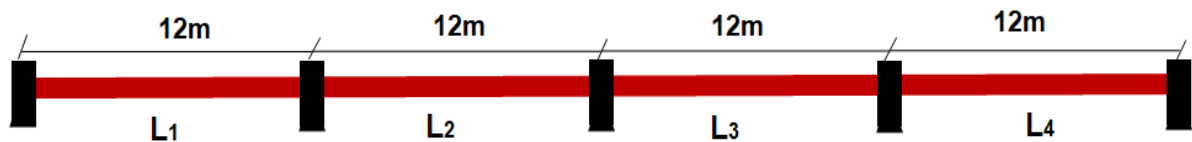


Figure V.10: longueur des solives

On a :  $L_1 = L_2 = L_3 = L_4 = 12m$  ;  $L_0 = 12m$

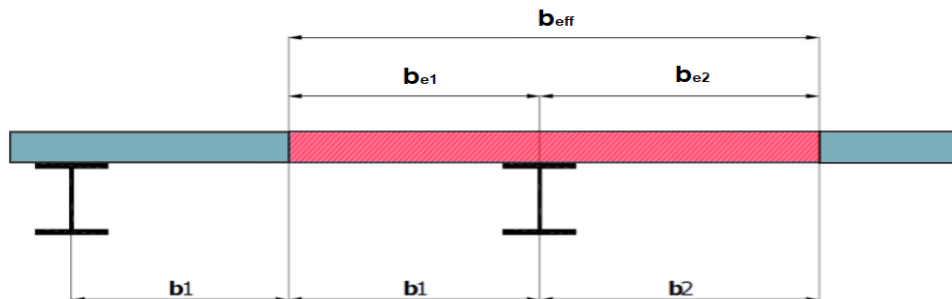


Figure V.11: Largeur participante de dalle pour une poutre de plancher

$$b_{e1} = \min \{L_0/8 ; b_1\} \text{ et } b_{e2} = \min \{L_0/8 ; b_2\}$$

On a :  $b_1 = b_2 = 0,5m$

$$b_{ei} = \min (L_0 / 8 ; b_i)$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min (12 / 8 ; 0,5)$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min (1,5 ; 0,5) \quad b_{e1} = b_{e2} = 0,5\text{m}$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{eff} = 0,5 + 0,5 \quad b_{eff} = 1\text{m}$$

**REMARQUE :** pour les poutres de classe 1 ou 2 on s'intéresse uniquement aux vérifications à la résistance plastique.

**c) Vérification de la résistance plastique l'Etat Limite Ultime (ELU):**

La combinaison de charge à l'ELU

$$q = 1,35G + 1,5 Q$$

$$q_1 = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$q_2 = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

➤ **Vérification a la flexion :**

On doit vérifier que  $M_{y,Sd} < M_{pl,Rd}$

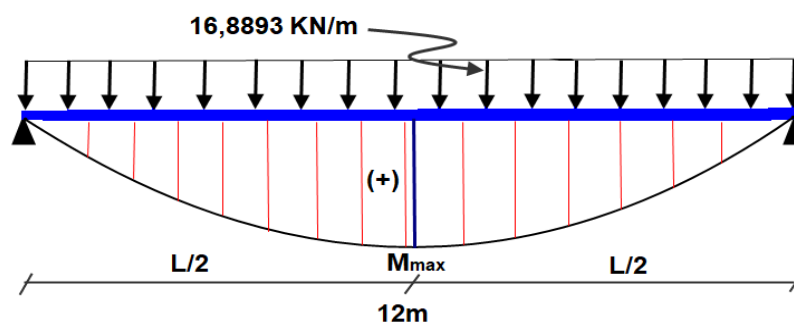
Pour avoir le moment maximal, on considère que la solive est simplement appuyée sur ces extrémités

• **Calcul du moment fléchissant max :  $M_{Sd}$**

$$M_{y,Sd} = \frac{qL^2}{8}$$

**Solive 1 : IPE 500 :**  $q_1 = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 16,8893 \text{ KN/m}$

$$M_{y,Sd_1} = \frac{q_1L^2}{8}$$



**Figure V.12:diagramme du moment fléchissant (solive 1)**

$$M_{y,Sd_1} = \frac{16,8893 \times 12^2}{8} = 304,007 \text{ KNm}$$

Solive 2 : IPE 400 :  $q_2 = 1,35 G_2 + 1,5 Q_2 = 12,8099 \text{ KN/m}$

$$M_y, Sd_2 = \frac{q_2 L^2}{8}$$

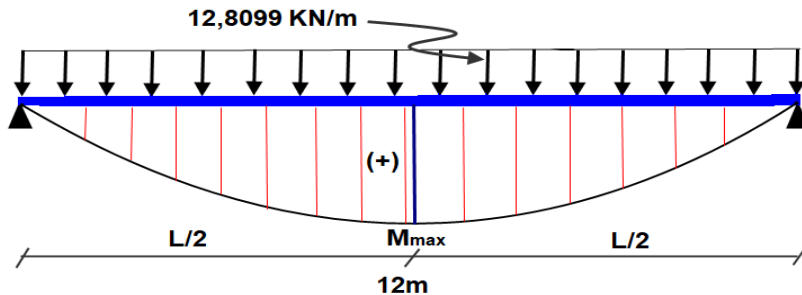


Figure V.13: diagramme du moment fléchissant (solive 2)

$$M_y, Sd_2 = \frac{12,8099 \times 12^2}{8} = 230,578 \text{ KNm}$$

- détermination de la position de l'axe neutre :
- Force de traction  $F_t = F_a$

$$F_a = \frac{Aa \times F_y}{\gamma_a}$$

Solive 1 : IPE 500 :

$$F_{a1} = \frac{116 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 2478,181 \text{ KN}$$

Solive 2 : IPE 400 :

$$F_{a2} = \frac{84,5 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 1805,227 \text{ KN}$$

- Force de compression  $F_c$  :

$$F_c = \frac{0,85 \times beff \times hc \times f_{cu}}{\gamma_c}$$

Solive 1 : IPE 500 :

$$F_c = \frac{0,85 \times 1000 \times 110 \times 25}{1,5} = 1558,333 \text{ KN}$$

Solive 2 : IPE 400 :

$$F_c = \frac{0,85 \times 1000 \times 110 \times 25}{1,5} = 1558,333KN$$

- Position de l'axe neutre :

Solive 1 : IPE 500 :

$$F_{a_1} = 2478,181 KN > F_c = 1558,333KN$$

⇒ L'axe neutre est dans l'acier

$$F_{a_1} - F_c \leq \frac{2 \times beff \times tf \times fy}{\gamma a}$$

$$F_{a_1} - F_c = 919,848 KN < \frac{2 \times 1000 \times 16 \times 235}{1,1} = 6836,36KN$$

⇒ L'axe neutre est au niveau de la semelle

La cote Z de l'axe neutre plastique est donnée par :

$$Z_1 = \gamma a \times \frac{F_{a_1} - F_c}{2 \times beff \times fy} + hp + hc$$

$$Z_1 = 1,1 \times \frac{919848}{2 \times 1000 \times 235} + 40 + 110 = 152,93mm$$

Solive 2 : IPE 400 :

$$F_c = 1558,333 KN > F_{a_2} = 1805,227 KN$$

⇒ L'axe neutre est dans l'acier

$$F_{a_2} - F_c \leq \frac{2 \times beff \times tf \times fy}{\gamma a}$$

$$F_{a_2} - F_c = 246,894 KN < \frac{2 \times 1000 \times 13,5 \times 235}{1,1} = 5768,18KN$$

⇒ L'axe neutre est au niveau de la semelle

La cote Z de l'axe neutre plastique est donnée par :

$$Z_2 = \gamma a \times \frac{Fa_2 - Fc}{2 \times b_{eff} \times f_y} + hp + hc$$

$$Z_2 = 1,1 \times \frac{246,894}{2 \times 1000 \times 235} + 40 + 110 = 150,58mm$$

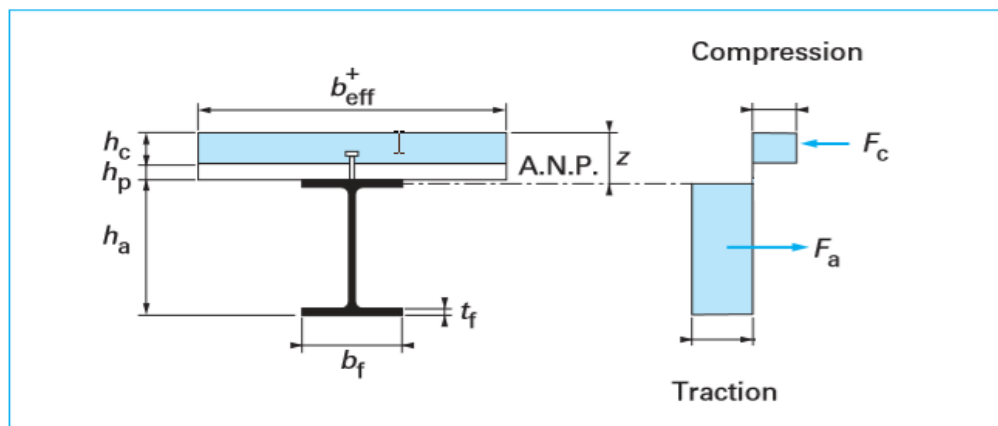


Figure V.14: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la semelle supérieure

- Calcul du moment résistant  $M_{pl,yRd}$

$$M_{pl,yRd} = Fa \times \left( \frac{Ha + hc}{2} + hp \right) - \frac{(Fa - Fc) \times (Z + hp)}{2}$$

Solive 1 : IPE 500 :

$$M_{pl,yRd_1} = 2478,181 \times \left( \frac{500 + 110}{2} + 40 \right) - \frac{(2478,181 - 1558,333) \times (152,93 + 40)}{2}$$

$$M_{pl,yRd_1} = 766,239 \text{ KNm}$$

$$M_{pl,yRd_1} = 766,239 \text{ KNm} > M_{y,Sd_1} = 304,007 \text{ KNm}$$

La résistance de cette solive est vérifiée

Solive 2 : IPE 400 :

$$M_{pl,yRd_2} = 1805,227 \times \left( \frac{400 + 110}{2} + 40 \right) - \frac{(1805,227 - 1558,333) \times (150,58 + 40)}{2}$$

$$M_{pl,yRd_2} = 509,014 \text{ KNm}$$

$$M_{pl,y} R_{d2} = 509,014 \text{ KNm} > M_{y,Sd2} = 230,578 \text{ KNm}$$

La résistance de cette solive est vérifiée

➤ **Interaction flexion-effort tranchant :**

Dans le cas d'une poutre isostatique (poutre sur deux appuis) la formule de vérification est donnée par :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

Solive 1 : IPE 500

$$V_{sd1} = \frac{q_1 \times L}{2} = \frac{16,8893 \times 12}{2} = 101,3358 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd1} = 738,824 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd1} = 738,82 \text{ KN} > V_{sd1} = 101,3358 \text{ KN}$$

Solive 2 : IPE 400

$$V_{sd2} = \frac{q_2 \times L}{2} = \frac{12,8099 \times 12}{2} = 76,8594 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd2} = 526,674 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd2} = 526,674 \text{ KN} > V_{sd2} = 76,8594 \text{ KN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre la flexion et l'effort tranchant pour les deux solives.

➤ **Vérification de la connexion acier-béton :**

La fonction des connecteurs, répartis le long de l'interface acier- béton d'une poutre mixte et généralement associés à des armatures transversales, est de transmettre en sécurité les efforts de cisaillement longitudinal entre le profilé métallique et la dalle.

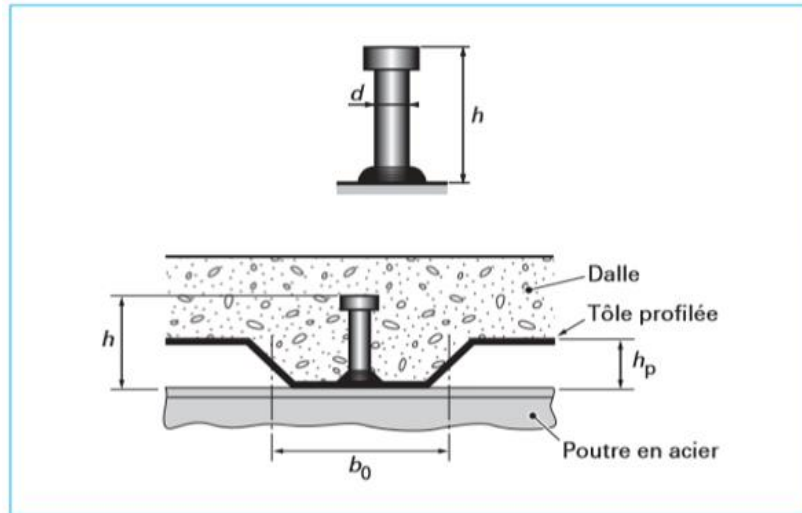


Figure V.15: Goujon soudé avec dalle mixte

- Condition de ductilité

$$h/d > 4$$

$$100/20 = 5 > 4$$

- Effort de cisaillement longitudinal :

$$V_l = \min \left[ \frac{Aa \times fy}{\gamma a}; \frac{0,85 \times beff \times hc \times fc}{\gamma a} \right]$$

Solive 1 : IPE 500 :

$$Fa_1 = \frac{Aa \times fy}{\gamma a} = 2478,181 \text{ KN}$$

$$Fc = \frac{0,85 \times beff \times hc \times fc}{\gamma c} = 1558,333 \text{ KN}$$

$$V_{l1} = \min[ 2478,181 \text{ KN}; 1558,333 \text{ KN}]$$

$$V_{l1} = 1558,333 \text{ KN}$$

Solive 2 : IPE 400 :

$$Fa_2 = \frac{Aa \times fy}{\gamma a} = 1805,227 \text{ KN}$$

$$Fc = \frac{0,85 \times beff \times hc \times fc}{\gamma c} = 1558,333 \text{ KN}$$

$$V_{l2} = \min[ 1805,227 \text{ KN}; 1558,333 \text{ KN}]$$

$$V_{l2} = 1558,333 \text{ KN}$$

• Résistance d'un connecteur :

$$Prd = \min (Prd^1 ; Prd^2)$$

$$Prd^1 = 0,8 \times \frac{f_u \times \frac{(\pi d^2)}{4}}{\gamma_v}$$

$$Prd^2 = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_c \times E_{cm}}}{\gamma_v}$$

Avec :

$f_u$  : la résistance ultime en traction spécifiée de l'acier du goujon (ne devant pas dépasser 500 N/mm<sup>2</sup>).

$f_c$  : la résistance caractéristique du béton en compression. (25 MPa)

$d$  : le diamètre du fût du goujon, avec la condition :  $16 \leq d \leq 25$ , ( $d = 20$ mm)

$h$  : la hauteur hors tout le goujon (100mm)

$\alpha$  : Facteur correctif, égal à 1 pour  $h/d > 4$  et égal à  $0,2 [(h/d) + 1]$  pour  $3 \leq h/d \leq 4$   
 $100/20 > 4$  donc:  $\alpha = 1$

$E_{cm}$  : module sécant d'élasticité à prendre en compte pour les actions ayant des effets à court terme. Pour le béton C25/30,  $E_{cm} = 31$ KN/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_v$ : Le facteur partiel de sécurité, pris égal à 1,25 dans les deux formules.

**REMARQUE :** Lorsque les nervures de la tôle profilée de la dalle sont perpendiculaires à l'axe de la poutre métallique, la formule de la résistance des goujons (Prd) doit être multipliée par un coefficient  $K_t$  de réduction éventuelle, tenant compte des moins bonnes conditions d'enrobage des goujons et de leur mode de mise en place.

• Valeur maximale du facteur de réduction  $K_{tmax}$

Tableau V.12 : Limite supérieure du facteur de réduction  $K_{tmax}$

Nombre de goujons par nervure	Épaisseur de la tôle (mm)	Goujons de diamètre maximal 20 mm soudés à travers la tôle	Goujons de diamètre 19 mm ou 22 mm avec tôle pré perforée
$n_r = 1$	$\leq 1$	0,85	0,75
	$> 1$	1	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1$	0,7	0,6
	$> 1$	0,8	0,6

D'après le tableau :  $Kt_{\max} = 0,85$

- **Le coefficient empirique  $Kt$**

Le coefficient empirique  $Kt$  est donné par :

$$Kt = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \times \left(\frac{b_0}{hp}\right) \times \left(\frac{h}{hp} - 1\right) \quad \text{avec: } Kt \leq 0,85$$

Où

$n_r$ : est le nombre de goujons dans une nervure  $n_r = 1$

$b_0$ : correspond à la largeur de la nervure  $b_0 = (250+193)/2 = 221,5 \text{ mm}$

$$Kt = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \left(\frac{221,5}{40}\right) \times \left(\frac{100}{40} - 1\right) = 5,814$$

on prend  $Kt = 0,85$

$$Prd^1 = 0,8 \times \frac{500 \times \frac{(3,14 \times 20^2)}{4}}{1,25} \times 0,85 = 85,408 \text{ KN}$$

$$Prd^2 = 0,29 \times \frac{1 \times 20^2 \times \sqrt{25 \times 31000}}{1,25} \times 0,85 = 69,441 \text{ KN}$$

$$Prd = \min (85,408 \text{ KN} ; 69,441 \text{ KN})$$

$$Prd = 69,441 \text{ KN}$$

- **Le nombre de connecteurs**

Les nervures sont perpendiculaires à la solive

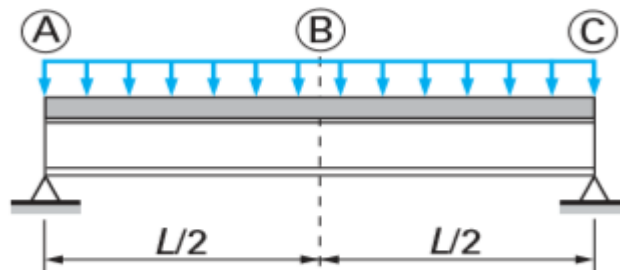


Figure V.16: Longueur critique AB et BC de la solive

La distance entre deux nervures est  $d_i = 25\text{cm}$

Nombre de nervures :

$$n_n = L/d_i = 1200/25$$

$$n_n = 48$$

$$n^{AB} = \frac{V_l}{Prd} = \frac{1558,333}{69,441} = 22,44$$

Soit  $n^{AB} = 24$  goujons

- **Espacement entre les goujons**

$$Es = \frac{L}{2n^{AB}} = \frac{1200}{2 \times 24} = 25\text{cm}$$

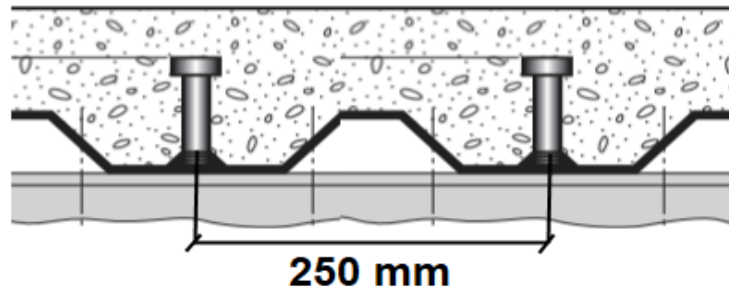


Figure V.17: Distance entre deux goujons

**d) Vérification à l'état limite de service (ELS) :**

La combinaison de charge à l'ELS

$$q = G + Q$$

$$f \leq f_{ad} \text{ avec: } f_{ad} = \frac{L}{250} = \frac{1200}{250} = 4,8 \text{ cm}$$

$$f_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E \times I_h} \quad \text{avec: } E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$I_h$  : le moment d'inertie homogénéisé (de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique)

$$I_h = \left[ I_y + Aa \times \left( \frac{ha}{2} + hp + hc - ze \right)^2 \right] + \left[ \frac{beff \times hc^3}{12 \times n} + \left( \frac{beff \times hc}{n} \times \left( ze - \frac{hc}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$n$  : coefficient d'équivalence

$E$  : module d'élasticité de l'acier 210000 MPa

$$n = \frac{Ea}{Ecim} = \frac{210000}{31000} = 6,77$$

Solive 1 IPE500 :

$$q = G + Q$$

$$q = 6,9551 + 5 = 11,9551 \text{ KN/m}$$

$$Ih = \left[ 482 \times 10^6 + 11600 \times \left( \frac{500}{2} + 40 + 110 - 152,93 \right)^2 \right] + \left[ \frac{1000 \times 110^3}{12 \times 6,77} + \left( \frac{1000 \times 110}{6,77} \times \left( 152,93 - \frac{110}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$$Ih = 1190105585 + 172207977,2 = 1362,313 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_2 = \frac{5}{384} \times \frac{11,9551 \times 12000^4}{2,1 \times 10^5 \times 1362,313 \times 10^6} = 11,28 \text{ mm}$$

$$f = f_1 + f_2 = 15,35 + 11,28 \text{ mm} = 26,63 \text{ mm} < f_{ad} = 48 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

Solive 2 IPE400 :

$$q = 6,7111 + 2,5 = 9,2111 \text{ KN/m}$$

$$Ih = \left[ 231,3 \times 10^6 + 8450 \times \left( \frac{400}{2} + 40 + 110 - 150,58 \right)^2 \right] + \left[ \frac{1000 \times 110^3}{12 \times 6,77} + \left( \frac{1000 \times 110}{6,77} \times \left( 150,58 - \frac{110}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$$Ih = 567342442,6 + 164819153,7 = 732,162 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{9,2111 \times 12000^4}{2,1 \times 10^5 \times 732,162 \times 10^6} = 16,17 \text{ mm}$$

$$f = f_1 + f_2 = 30 + 16,17 \text{ mm} = 46,17 \text{ mm} < f_{ad} = 48 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

### 5) Etude de la poutre principale :

Le dimensionnement d'une poutre principale doit être vérifié dans les deux phases, phase de construction, et phase d'exploitation.

#### A) Classe de la section :

La poutre est d'une section d'un profile IPE600

– Classe de la semelle (comprimée):

$$\frac{c}{tf} = \frac{b - tw - 2r}{2tf} \leq 9\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{tf} = \frac{220 - 12 - 2 \times 24}{19} = 4,21 \leq 9$$

La semelle est de classe 1.

– Classe de l'âme :

$$\frac{c}{tf} = \frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{c}{tf} = \frac{514}{19} = 27,05 \leq 72$$

L'âme est de classe 1.

⇒ La section de IPE600 est de classe 1

### B) Phase de construction (avant durcissement du béton)

Dans ce cas on étudie uniquement la résistance de la poutre métallique seule aux charges permanentes.

#### a) Les charges agissant sur la poutre principale:

La poutre va reprendre la moitié de la charge des deux planchers adjacents.

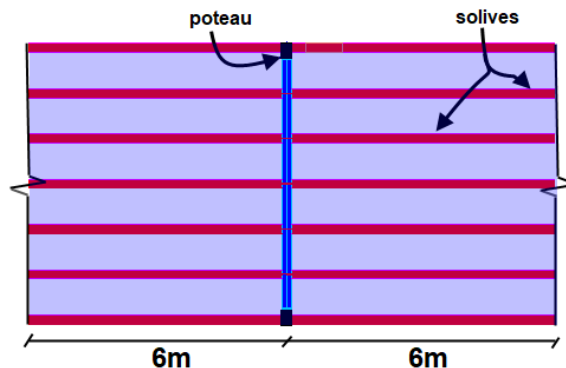


Figure V.18: Surface d'influence (poutre principale)

Plancher 1 :  $G_1 = 5,2607 \text{ KN/m}^2$

Plancher 2 :  $G_2 = 4,9354 \text{ KN/m}^2$

**REMARQUE :** La poutre principale du plancher de premier étage est la même avec celle du plancher de deuxième étage, donc on va vérifier uniquement la résistance de la poutre du premier étage, avec la charge  $G = 5,2607 \text{ KN/m}^2$ .

La valeur de la charge agissant sur la poutre est donnée par :

$$G \times L = 5,2607 \times 12 = 63,1284 \text{ KN/m}$$

**b) Vérification à l'état limite ultime (ELU) :**

La combinaison de charge à l'ELU

$$q = 1,35G$$

$$q = 1,35 \times 63,1284 = 85,223 \text{ KN/m}$$

**➤ Vérification a la flexion :**

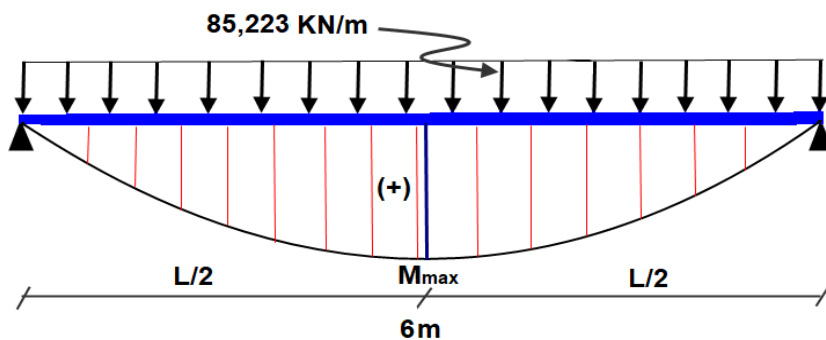
On doit vérifier que  $M_{y,Sd} < M_{pl,Rd}$

Pour avoir le moment maximal, on considère que la poutre est simplement appuyée sur ces extrémités

**• Calcul du moment fléchissant max :  $M_{Sd}$**

Le moment maximal se trouve à mi- travée

$$M_{y,Sd} = \frac{QL^2}{8}$$



**Figure V.19: Diagramme de moment fléchissant (poutre principale)**

$$M_{y,Sd} = \frac{qL^2}{8}$$

$$M_{y,Sd} = \frac{85,223 \times 6^2}{8} = 383,5 \text{ KN.m}$$

**• Calcul du moment résistant  $M_{pl,yRd}$**

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{3512 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 750,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y,Rd} = 750,29 \text{ KN.m} > M_{Sd} = 383,5 \text{ KNm}$$

La profile IPE600 est vérifié a la flexion

➤ **Vérification au cisaillement :**

La vérification au cisaillement est donnée par la formule  $V_{sd} < V_{pl,Rd}$

• **Vérification du danger de voilement :**

- L'âme est non radies et non enrobées
- Pas de raidisseur en dehors des appuis

$$h_i / t_w < 72\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = 1$$

$$h_i / t_w = 562 / 12 = 46,83 \quad h_i / t_w = 46,83 < 72\varepsilon = 72$$

Pas de danger de voilement par cisaillement pour cette poutre.

• **Calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$  :**

$$V_{sd} = \frac{Q \times L}{2}$$

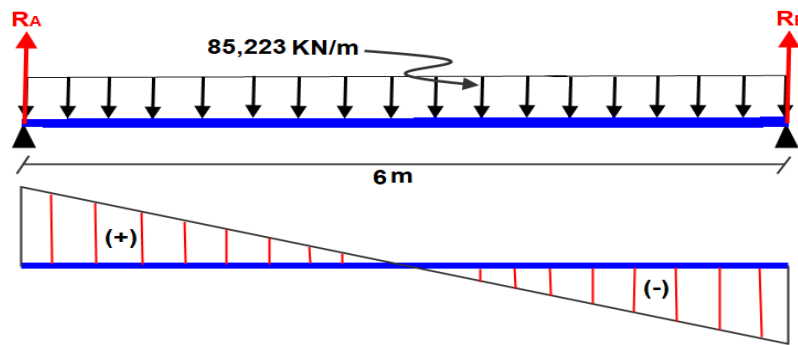


Figure V.20: Diagramme de l'effort tranchant (poutre principale)

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{85,223 \times 6}{2} = 255,669 \text{ KN}$$

• **Calcul de la résistance de la section l'effort tranchant  $V_{pl,Rd}$  :**

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{8380 \times (235 / \sqrt{3})}{1,1} = 1033,614 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = 1033,614 \text{ KN} > V_{sd} = 255,669 \text{ KN}$$

Le profilé IPE600 est vérifié au cisaillement.

➤ **Vérification au déversement :**

Les solives jouent le rôle d'appuis latéral qui empêcher le déversement. Donc L' IPE 600 est retenu contre le déversement.

**c) Vérification à l'état limite de service (ELS) :**

La combinaison de charge à l'ELS

$$q = G$$

$$q = 63,1284 \text{ KN/m}$$

**Vérification a la flèche**

Condition de vérification ;

$$f_1 \leq f_{ad} \text{ avec: } f_{ad} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_1 = \frac{5}{384} \times \frac{Q \times L^4}{E \times I_y} \quad \text{avec: } E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$f_1 = \frac{5}{384} \times \frac{63,1284 \times 6000^4}{2,1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4} = 10,524 \text{ mm}$$

$$f_1 = 10,524 \text{ mm} < f_{ad} = 24 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

**C) Phase d'exploitation (après durcissement du béton) :**

Dans ce cas on étudie la poutre mixte (acier + béton) qui est encadrée à ces extrémités aux charges permanentes et charges d'exploitation.

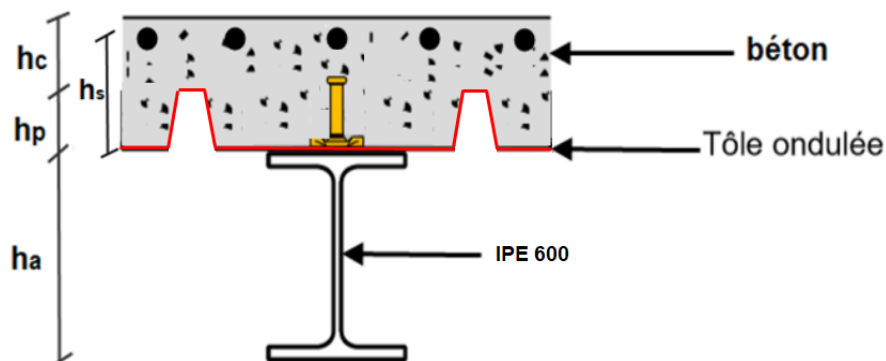


Figure V.21: poutre mixte avec nervures parallèle à l'axe du profile

Tableau V.13 : Les caractéristiques de la poutre principale mixte:

poutre	tôle	$h_a$ (cm)	$h_p$ (cm)	$h_c$ (cm)	$h_s$ (cm)
IPE 600	TN 40	60	4	11	12,2

a) Les charges agissantes sur la poutre principale:

➤ Charges permanentes  $G$  :

La poutre va reprendre la moitié de la charge des deux planchers adjacents.

$$G_1 = 7,4607 \text{ KN/m}$$

$$G = L \times G_1$$

$$G = L \times G_1 = 7,4607 \times 12$$

$$G = 89,5284 \text{ KN/m}$$

➤ Surcharges d'exploitations  $Q$  :

$$Q_1 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = L \times Q_1$$

$$Q = L \times Q_1 = 12 \times 5$$

$$Q = 60 \text{ KN/m}$$

b) La largeur participante  $b_{eff}$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \text{ Avec } b_{ei} = \min (L_0 / 8, b_i)$$

Dans notre cas la poutre principale est une poutre isostatique, la longueur  $L_0$  est prise égale à la portée  $L$  de la poutre.  $L_0 = L$

Les poutres principales ont la même portée qui est  $L = 6\text{m}$

$$L = L_0 = 6\text{m}$$

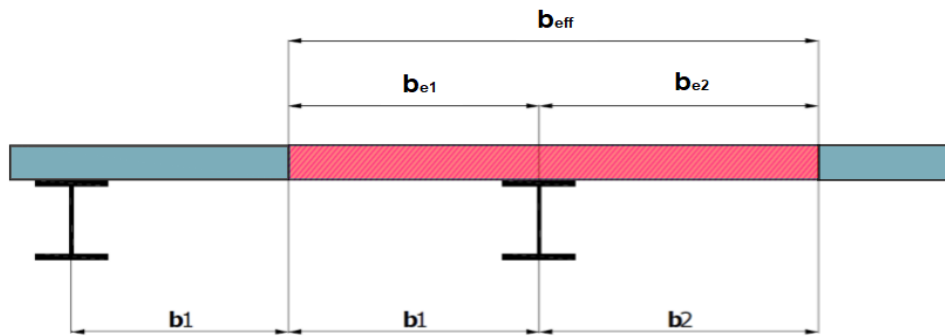


Figure V.22: Largeur participante de dalle pour une poutre de plancher

$$b_{e1} = \min \{L_0/8 ; b_1\} \text{ et } b_{e2} = \min \{L_0/8 ; b_2\}$$

On a :  $b_1 = b_2 = 6\text{m}$

$$b_{ei} = \min (L_0 / 8 ; b_i)$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min (6 / 8 ; 6)$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min (0,75 ; 6)$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0,75 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{eff} = 0,75 + 0,75$$

$$b_{eff} = 1,5\text{m}$$

### c) Vérification de la résistance plastique l'Etat Limite Ultime (ELU):

La combinaison de charge à l'ELU

$$q = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q = 1,35 \times G_1 + 1,5 Q_1$$

$$q = 1,35 \times 89,5284 + 1,5 \times 60$$

$$q = 210,8633 \text{ KN/m}$$

#### ➤ Vérification a la flexion (moment positif):

La formule de vérification est donnée par :  $M_{y,Sd} < M_{pl,Rd}$

- Calcul du moment fléchissant max :  $M_{sa}$

$$M_{y,Sd} = \frac{qL^2}{24}$$

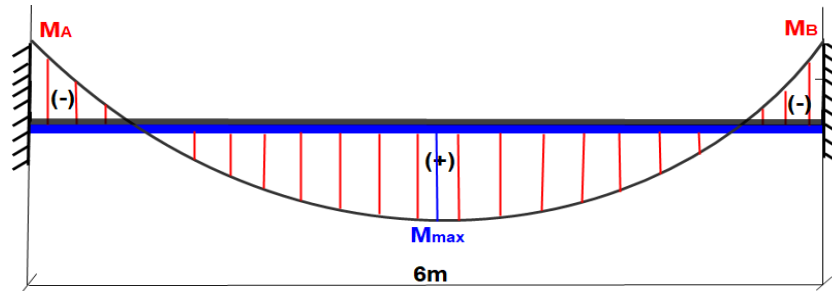


Figure V.23: Diagramme du moment fléchissant d'une poutre principale mixte

$$M_{y, Sd} = \frac{210,8633 \times 6^2}{24} = 316,295 \text{ KNm}$$

- détermination de la position de l'axe neutre :

- Force de traction  $F_t = F_a$

$$F_a = \frac{Aa \times F_y}{\gamma_a}$$

$$F_a = \frac{156 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 3332,727 \text{ KN}$$

- Force de compression  $F_c$  :

$$F_c = \frac{0,85 \times beff \times hc \times f_{cu}}{\gamma_c}$$

$$F_c = \frac{0,85 \times 1500 \times 110 \times 25}{1,5} = 2337,5 \text{ KN}$$

- Position de l'axe neutre :

$$F_a = 3332,727 \text{ KN} > F_c = 995,227 \text{ KN}$$

⇒ L'axe neutre est dans l'acier

$$F_a - F_c \leq \frac{2 \times beff \times t_f \times f_y}{\gamma_a}$$

$$F_a - F_c = 995,227 \text{ KN} < \frac{2 \times 1500 \times 19 \times 235}{1,1} = 12177,27 \text{ KN}$$

⇒ L'axe neutre est au niveau de la semelle

La cote Z de l'axe neutre plastique est donnée par :

$$Z = \gamma_a \times \frac{F_a - F_c}{2 \times b_{eff} \times f_y} + h_p + h_c$$

$$Z = 1,1 \times \frac{995227}{2 \times 1500 \times 235} + 40 + 110 = 151,55 \text{ mm}$$

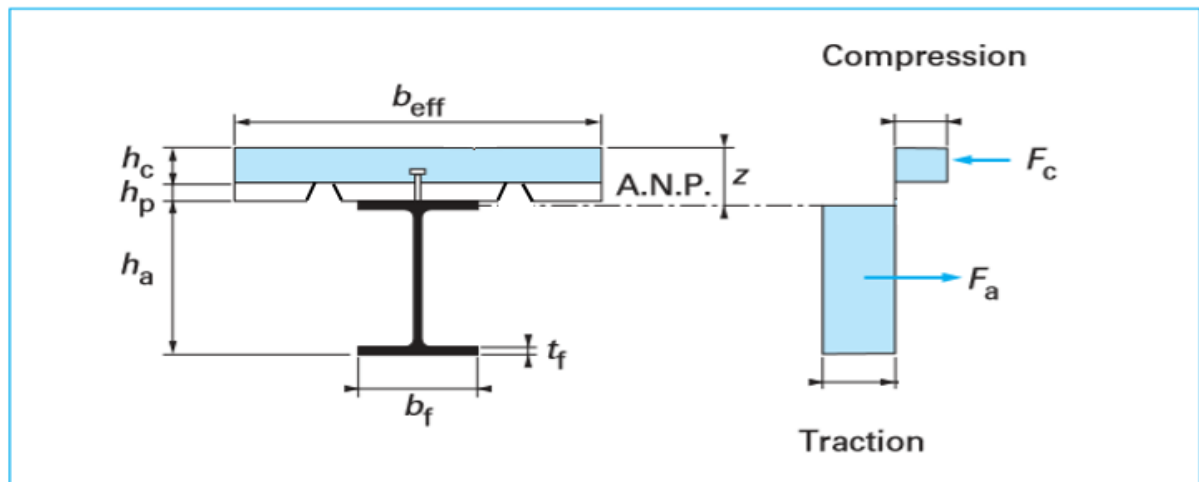


Figure V.24: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la semelle supérieure (flexion positive)

- Calcul du moment résistant  $M_{pl,yRd}$

$$M_{pl,yRd} = F_a \times \left( \frac{h_a + h_c}{2} + h_p \right) - \frac{(F_a - F_c)(Z + h_p)}{2}$$

$$M_{pl,yRd} = 3332,727 \times \left( \frac{600 + 110}{2} + 40 \right) - \frac{995,227 \times (151,55 + 40)}{2}$$

$$M_{pl,yRd} = 1221,109 \text{ KNm}$$

$$M_{pl,yRd} = 1221,109 \text{ KNm} > M_{y,Sd} = 316,295 \text{ KNm}$$

La résistance de cette poutre est vérifiée à la flexion.

➤ **Vérification a la flexion (moment négatif):**

On doit vérifier que  $M_{y,Sd} < M_{pl,Rd}$

Pour avoir le moment négatif, on prend le cas de la poutre encastée sur ces extrémités

- Calcul du moment max (aux appuis):  $M_{sa}$

$$M = -\frac{q \times L^2}{12}$$

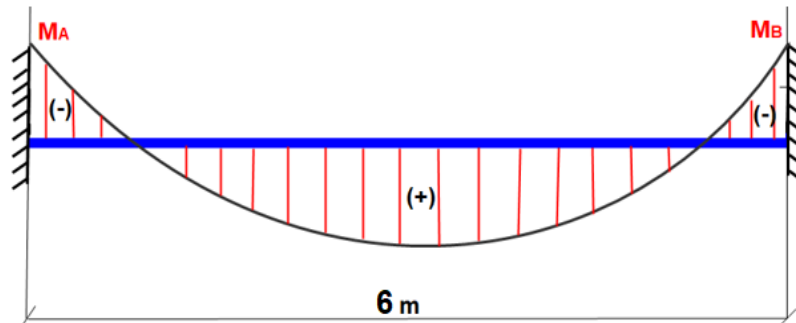


Figure V.25: Diagramme du moment fléchissant (poutre encastree)

$$M_A = M_B = -\frac{210,8633 \times 6^2}{12} = -632,59 \text{ KN.m}$$

$$M_y, Sd^- = 632,59 \text{ KN.m}$$

- détermination de la position de l'axe neutre :

En pratique, deux cas sont envisagés selon que l'axe neutre plastique se trouve dans la semelle supérieure en acier ou dans l'âme.

$$F_a - F_s \leq \frac{2 \times b_{eff} \times t_f \times f_y}{\gamma_a} \quad \text{avec } F_a > F_s$$

$$F_s = \frac{A_s \times f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$A_s = 5 \times \pi \times \left(\frac{10}{2}\right)^2 = 392,5 \text{ mm}^2$$

$$F_s = \frac{392,5 \times 500}{1,15} = 170,652 \text{ KN}$$

$$F_a = 3332,727 \text{ KN} > F_s = 170,652 \text{ KN} \quad \text{Axe neutre dans l'acier}$$

$$F_a - F_s = 3162,075 \text{ KN} < \frac{2 \times 1500 \times 19 \times 235}{1,1} = 12177,272 \text{ KN}$$

⇒ L'axe neutre est au niveau de la semelle

La cote Z de l'axe neutre plastique est donnée par :

$$Z_w = \gamma_a \times \frac{F_a - F_s}{2 \times b_{eff} \times f_y}$$

$$Z_w = 1,1 \times \frac{3162075}{2 \times 1500 \times 235} = 4,93 \text{ mm}$$

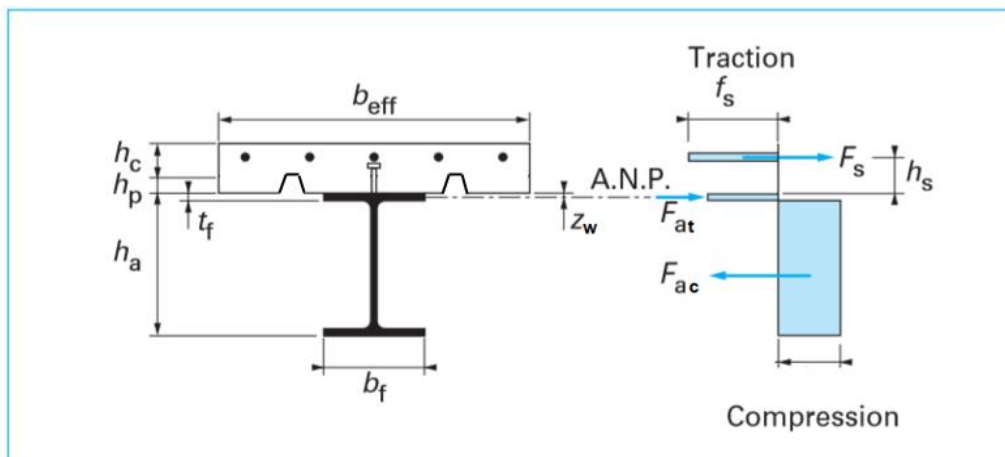


Figure V.26 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la semelle supérieure (flexion positive)

- Calcul du moment résistant  $M_{pl,yRd}$

$$M_{pl,yRd} = F_a \times \left( \frac{h_a}{2} + h_s \right) - (F_a - F_s) \times \left( \frac{Z_w}{2} + h_s \right)$$

$$M_{pl,yRd} = 3332,727 \times \left( \frac{600}{2} + 122 \right) - (3162,075) \times \left( \frac{4,93}{2} + 122 \right)$$

$$M_{pl,yRd} = 1012,843 \text{ KNm}$$

$$M_{pl,yRd} = 1012,843 \text{ KN.m} > M_{y,Sd} = 632,59 \text{ KN.m}$$

La résistance de cette poutre est vérifiée au moment négatif.

➤ **Interaction flexion-effort tranchant :**

Dans le cas de poutre a une seule travée (pas d'appuis intermédiaires), la formule de vérification est donnée par :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{210,8633 \times 6}{2} = 632,59 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = 1033,614 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = 1033,614 \text{ KN} > V_{sd} = 632,59 \text{ KN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre la flexion et l'effort tranchant pour les deux solives.

➤ **Vérification de la connexion acier-béton :**

La fonction des connecteurs, répartis le long de l'interface acier- béton d'une poutre mixte et généralement associés à des armatures transversales, est de transmettre en sécurité les efforts de cisaillement longitudinal entre le profilé métallique et la dalle.

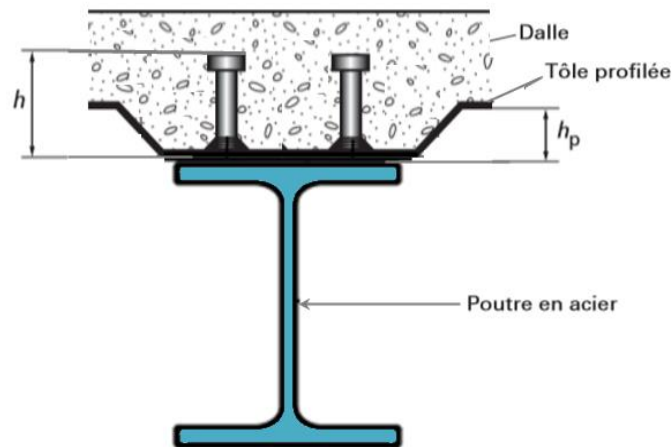


Figure V.27: Goujon soudé avec dalle mixte

• **Condition de ductilité**

$$h/d > 4$$

$$100/20 = 5 > 4$$

• **Effort de cisaillement longitudinal :**

$$V_l = \min \left[ \frac{Aa \times fy}{\gamma a} ; \frac{0,85 \times beff \times hc \times fc}{\gamma a} \right]$$

$$Fa = \frac{Aa \times fy}{\gamma a} = 3332,727 \text{ KN}$$

$$F_c = \frac{0,85 \times beff \times hc \times f_{cu}}{\gamma_c} = 2337,5 \text{ KN}$$

$$V_l = \min[3332,727 \text{ KN}; 2337,5 \text{ KN}]$$

$$V_l = 2337,5 \text{ KN}$$

- **Résistance d'un connecteur :**

$$Prd = \min(Prd^1 ; Prd^2)$$

$$Prd^1 = 0,8 \times \frac{fu \times \frac{(\pi d^2)}{4}}{\gamma_v}$$

$$Prd^2 = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_c \times E_{cm}}}{\gamma_v}$$

$$Prd^1 = 0,8 \times \frac{500 \times \frac{(3,14 \times 20^2)}{4}}{1,25} = 100,48 \text{ KN}$$

$$Prd^2 = 0,29 \times \frac{1 \times 20^2 \times \sqrt{25 \times 31000}}{1,25} = 81,695 \text{ KN}$$

$$Prd = \min(100,48 \text{ KN} ; 81,695 \text{ KN})$$

$$Prd = 81,695 \text{ KN}$$

- **Le nombre de connecteurs**

Les nervures sont parallèles à la poutre.

$$n^{AB} = \frac{V_l}{Prd} = \frac{2337,5}{81,695} = 28,61$$

Soit 30 goujons

- **Espacement entre les goujons**

$$Es = \frac{L/2}{n_n/2} = \frac{600/2}{30/2} = 20 \text{ cm}$$

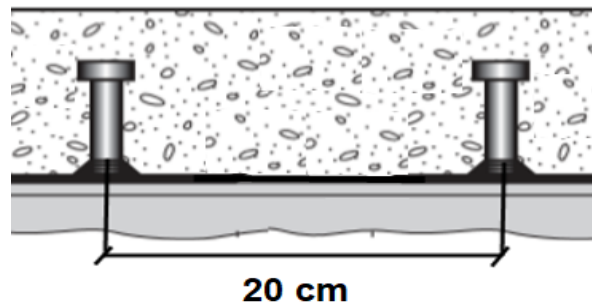


Figure V.28: Espacement entre goujon

**d) Vérification à l'état limite de service (ELS) :**

La combinaison de charge à l'ELS

$$q = G + Q$$

$$q = 89,5284 + 60 = 149,5284 \text{ KN/m}$$

$$f \leq f_{ad} \text{ avec: } f_{ad} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_2 = \frac{q \times L^4}{384 \times E \times I_h} \quad \text{avec: } E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa (pour les poutres bi encastrees)}$$

$I_h$  : le moment d'inertie homogénéisé (de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique)

$$I_h = \left[ I_y + Aa \times \left( \frac{ha}{2} + hp + hc - ze \right)^2 \right] + \left[ \frac{beff \times hc^3}{12 \times n} + \left( \frac{beff \times hc}{n} \times \left( ze - \frac{hc}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$n$  : coefficient d'équivalence

$E$  : module d'élasticité de l'acier 210000 MPa

$$n = \frac{Ea}{E_{cim}} = \frac{210000}{31000} = 6,77$$

$$I_h = \left[ 9208 \times 10^5 + 15600 \times \left( \frac{600}{2} + 40 + 110 - 151,55 \right)^2 \right] + \left[ \frac{1500 \times 110^3}{12 \times 6,77} + \left( \frac{1500 \times 110}{6,77} \times \left( 151,55 - \frac{110}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$$I_h = 2310329479 + 251770888,1 = 2562,1 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_2 = \frac{149,5284 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 2562,1 \times 10^6} = 0,938 \text{ mm}$$

$$f = f_1 + f_2 = 10,524 + 0,938 \text{ mm} = 11,462 \text{ mm} < f_{ad} = 24 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

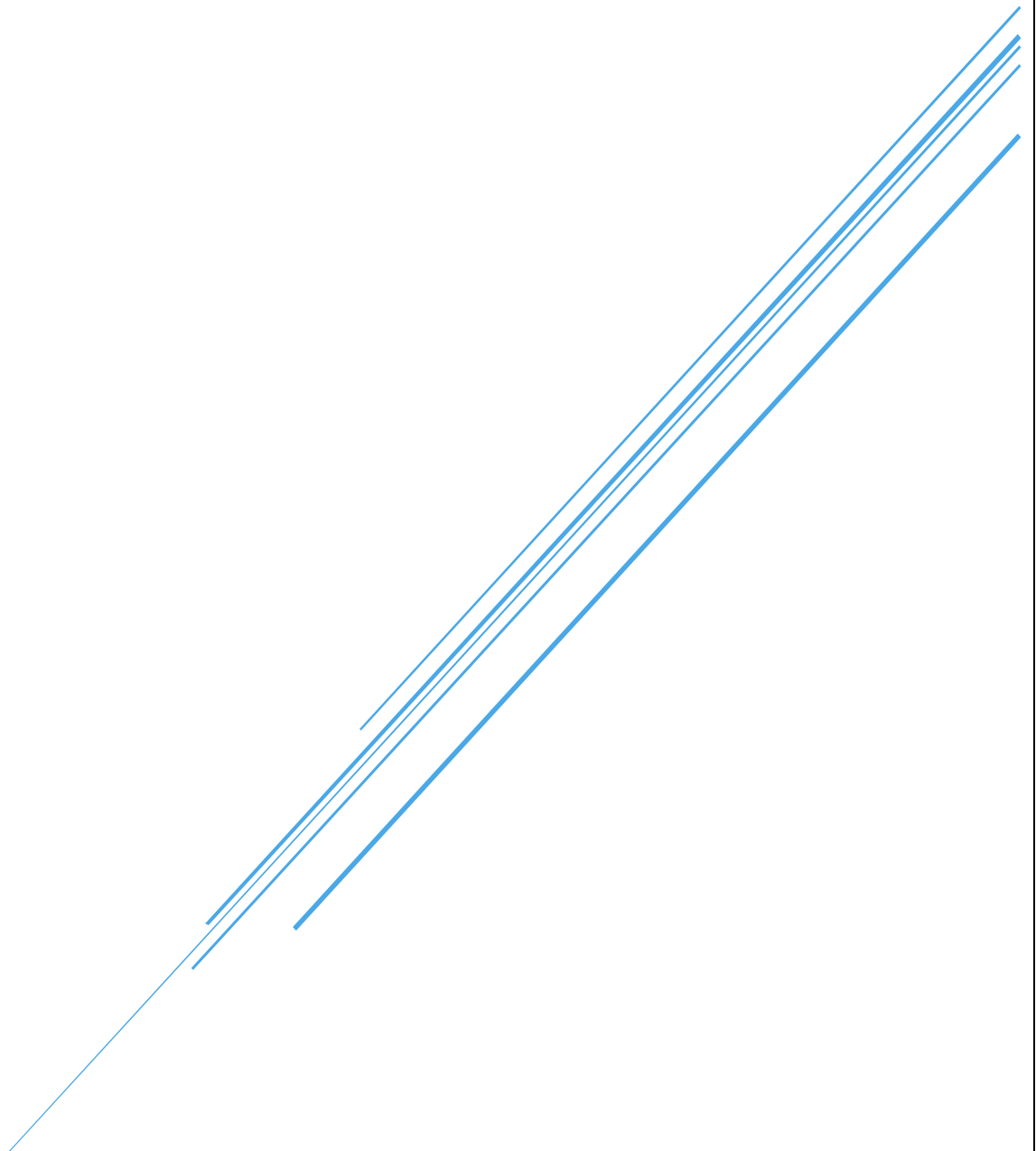
## 6) Conclusion :

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de vérifier la résistance des deux planchers et leurs éléments constitutifs aux différentes sollicitations (charges permanentes et surcharges d'exploitation).

A travers cette étude on a défini les différentes caractéristiques des éléments des deux plancher qui sont les suivant :

- Dalle en béton armé d'épaisseur de 15 cm posée sur un bac de Tn40.
- Les solives sont des profilées de IPE500 pour le plancher1 et de IPE400 pour le plancher2 avec un espacement de 1m entre deux solive de chaque plancher, avec des connecteurs de diamètre de 20 mm, et de hauteur de 100 mm espacées de 250 mm sur le long de la solive.
- La poutre principale est d'un profilé d'IPE600 avec des connecteurs de diamètre de 20 mm, et de hauteur de 100 mm posée deux a deux espacées de 200 mm sur le long de la poutre.

# Chapitre V : Étude d'un portique



### 1) Introduction :

Les portiques constitués de poteaux et traverses sont généralement les plus utilisés de nos jours pour des raisons de simplicité en comparaison avec les portiques (poteaux – fermes). Leurs utilisations sont par contre limitées à cause de leurs portées. ( $l < 40$  m). Pour les portiques de longues portées, il est préférable pour des raisons économiques d'opter pour des poutres à treillis (fermes). Les profilés laminés en I ou H sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique. Les traverses sont généralement constituées de profilés laminés en I

Les portiques en générale peuvent avoir une portée de 15 à 60m, toutefois les portées comprises entre 20 et 30m sont généralement les plus économiques.

### 2) Portique à étudier :

L'étude des portiques sera basée sur les portiques principaux (les plus sollicités) qui seront calculé sous les différentes sollicitations.

Dans notre cas le portique le plus sollicité est le portique intermédiaire situe à 12m de l'extrémité du bâtiment.

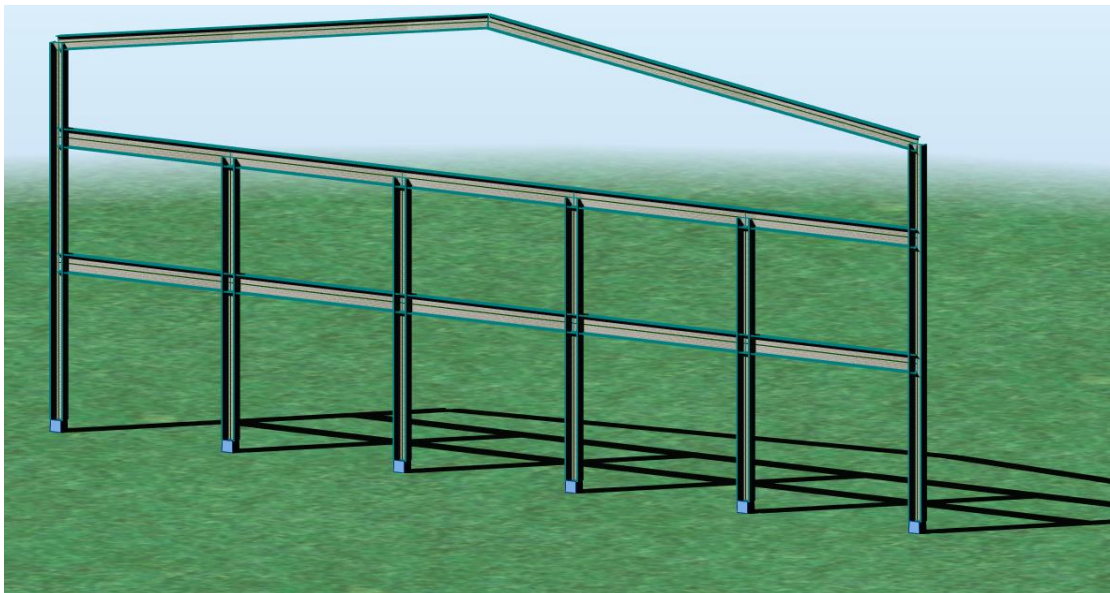


Figure VI.1 : portique intermédiaire

### 3) Caractéristique du Portique à étudier :

- La hauteur des poteaux :  $h = 12$  m
- La hauteur de faitage :  $H = 14,50$  m
- La longueur des traverses :  $L_t = 15,20$  m
- L'entraxe des portiques :  $ep = 6$  m
- La portée entre les poteaux :  $b = 6$  m

#### 4) Evaluation des charges et surcharges

**Remarque :** Le poids propre des éléments concernés par le calcul est ajouté automatiquement par le logiciel robot structure.

##### A) Les charges permanentes (G) :

###### a) Versants de toiture :

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}} + P_{\text{plafond}} + P_{\text{panne}} / e) \times ep$$

$$G = (120 + 50 + 100 + 188 / 1,511) \times 6$$

$$G = 236,64 \text{ daN/ml}$$

###### b) Premier étage :

$$G = 87,088 \text{ KN/m}$$

###### c) Deuxième étage :

$$G = 83,1852 \text{ KN/m}$$

##### B) Surcharge d'exploitation :

Tableau VI.1: la charge construction et d'exploitation agissant sur les deux planchers

Eléments	Surcharges Q
Plancher 1	5 KN/m <sup>2</sup>
Plancher 2	2,5 KN/m <sup>2</sup>

###### a) Premier étage :

$$G = 5 \times 12 = 60 \text{ KN/m}$$

###### b) Deuxième étage :

$$G = 2,5 \times 12 = 30 \text{ KN/m}$$

##### C) Surcharges de la neige (N) :

La surcharge de neige est en fonction de site d'implantation de la construction (région, altitude) et de la forme de toiture.

$$N = 0,1736 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{chapitre II.2 étude de la neige}).$$

$$N = 0,1736 \times 6$$

$$N = 1,1736 \text{ KN/m}$$

**D) Surcharges du vent (V) :**

**a) Cas de vent perpendiculaire au pignon:**

Le cas le plus défavorable est la direction  $V_p$  ou toutes les ouvertures sont fermées

Les zones concernées à ce portique sont :

Parois verticales : zone B

Versant de toiture : zone H

**Tableau VI.2 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois sens  $V_P$**

Zone	$q_p(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$(C_{pe}-C_{pi})$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	73,2	-1	0	-1	- 73,2
B	73,2	-0,8	0	- 0,8	- 58,56
C	73,2	-0,5	0	- 0,5	- 36,6
D	73,2	+0,8	0	+0,8	+58,56
E	73,2	-0,3	0	-0,3	- 21,96

**Tableau VI.3 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, sens  $V_P$**

Zone	$q_p(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$(C_{pe}-C_{pi})$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	73,2	-1,47	0	- 1, 47	-107,6
G	73,2	-1,3	0	- 1,3	- 95,16
H	73,2	-0,657	0	- 0,657	- 48,09
I	73,2	-0,557	0	-0,557	- 40,77

**Parois verticales B : - 58,56 × 6 = - 351,36 daN/m**

**Versant de toiture H : - 48,09 × 6 = - 288,54 daN/m**

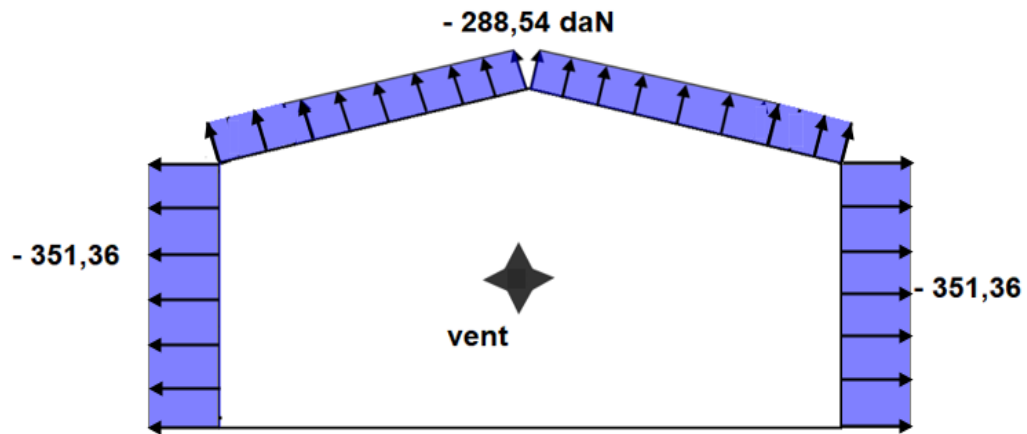


Figure VI.2 : Pression aérodynamique vent au pignon

**b) Cas de vent perpendiculaire au pignon:**

Le cas le plus défavorable est la direction  $V_L$  ou toutes les ouvertures sont fermées

Les zones concernées à ce portique sont :

Parois verticales : zone D et E

Versant de toiture : zone G, H, J, I (la plus défavorable est la zone G)

Tableau VI.4 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois sens  $V_L$ .

Zone	$q_p(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$(C_{pe}-C_{pi})$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	73,2	-1	0	-1	- 73,2
B	73,2	-0,8	0	- 0,8	- 58,56
C	73,2	-0,5	0	- 0,5	- 36,6
D	73,2	+0,8	0	+0,8	+58,56
E	73,2	-0,3	0	-0,3	- 21,96

Tableau VI.5 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, sens  $V_L$

Zone	$q_p(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$(C_{pe}-C_{pi})$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	73,2	-1,35	0	-1,35	- 98,82
		-0,88		-0,88	- 64,42
G	73,2	-1,03	0	-1,03	-75,40
		-0,596		-0,596	- 43,63
H	73,2	-0,47	0	-0,47	- 34,40
		-0,255		-0,255	- 18,67
J	73,2	-0,77	0	-0,77	- 56,36
		-0,32		-0,32	- 23,42
I	73,2	-0,51	0	-0,51	- 37,33

Parois verticales D :  $+ 58,56 \times 6 = 351,36 \text{ daN/m}$

E :  $- 21,96 \times 6 = - 131,76$

Versant de toiture G :  $- 75,4 \times 6 = 452,4 \text{ daN/m}$

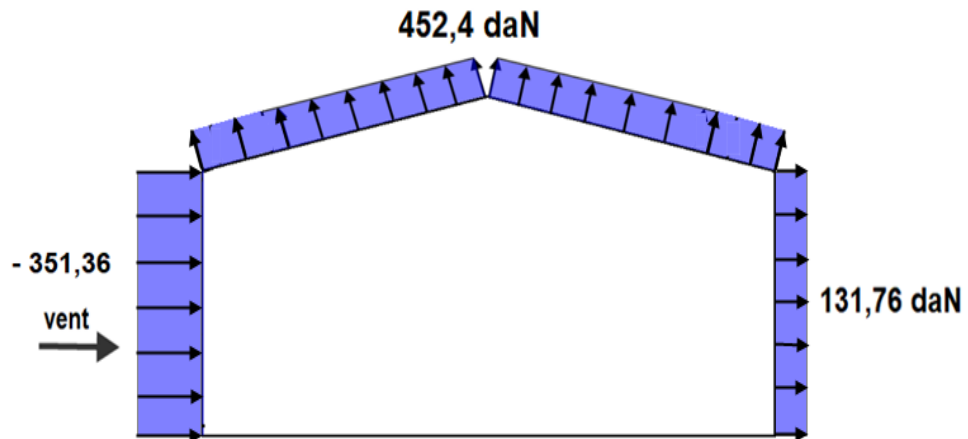


Figure VI.3 : Pression aérodynamique vent au long pan

Le cas le plus défavorable pour la vérification de ce portique est le cas du vent perpendiculaire au long pan avec la direction du vent  $V_L$

### 5) Combinaisons de charges les plus défavorables

#### A) à l'ELU :

- $1,35G + 1,5Q$
- $1,35G + 1,5N$
- $1,35G + 1,5V$
- $G + 1,5V$  (soulèvement)
- $1,35G + 1,35Q + 1,35N$

#### B) à l'ELS :

- $G + Q$
- $G + N$
- $G + V$

**6) Vérification de la résistance du portique :**

D'après l'analyse du portique avec le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSES on constate que :

La combinaison de charge la plus défavorable pour les éléments (poteaux et poutres principales) à l'ELU est :  $1,35G + 1,5Q$

La combinaison de charge la plus défavorable pour l'élément (traverse) à l'ELU est :  $1,35G + 1,5N$ .

Les éléments les plus sollicités sont représentés dans la figure suivante

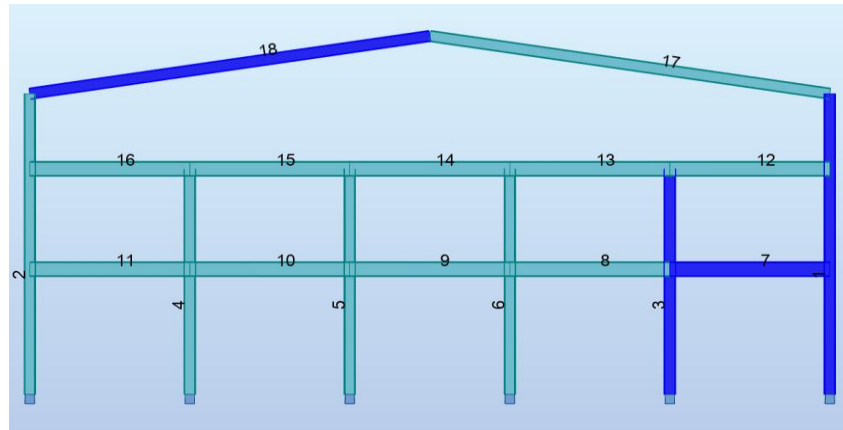


Figure VI.4 : les éléments les plus sollicités

**A) (cas de charge :  $1,35G + 1,5Q$ ) :**

**a) Diagrammes des efforts internes :**

Les diagrammes des efforts internes sont donnés à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSES

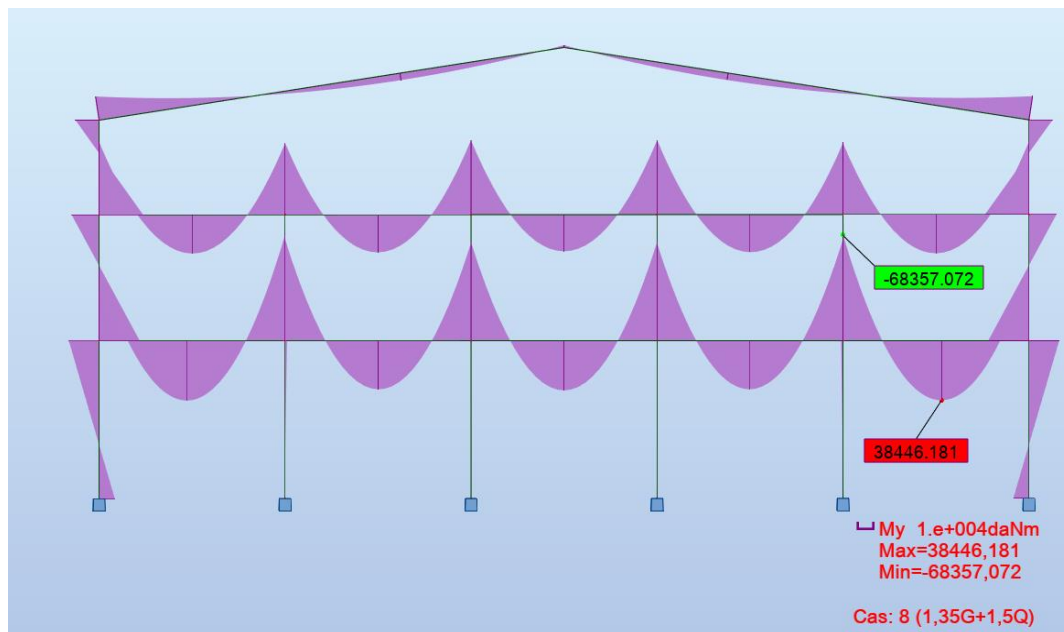


Figure VI.5 : Diagramme du moment fléchissant

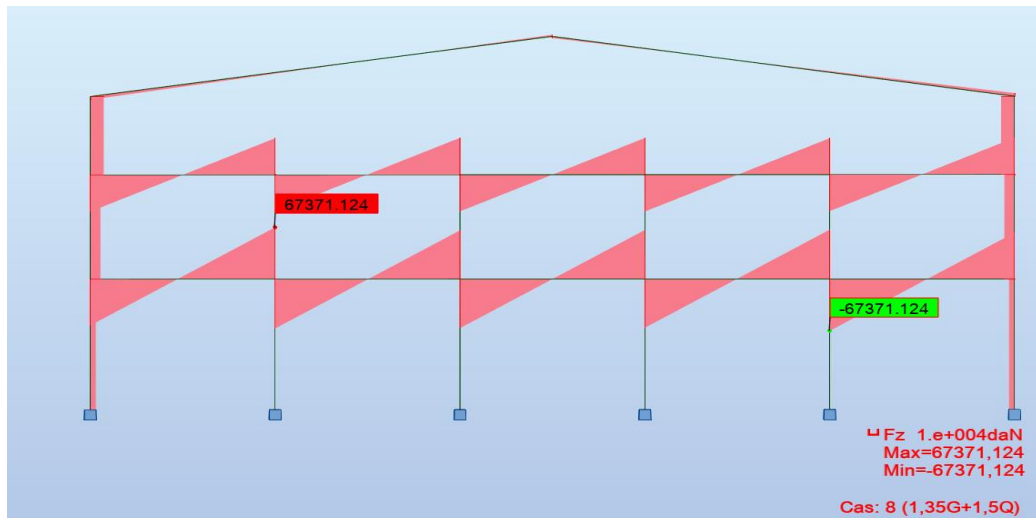


Figure VI.6 : Diagramme de l'effort tranchant

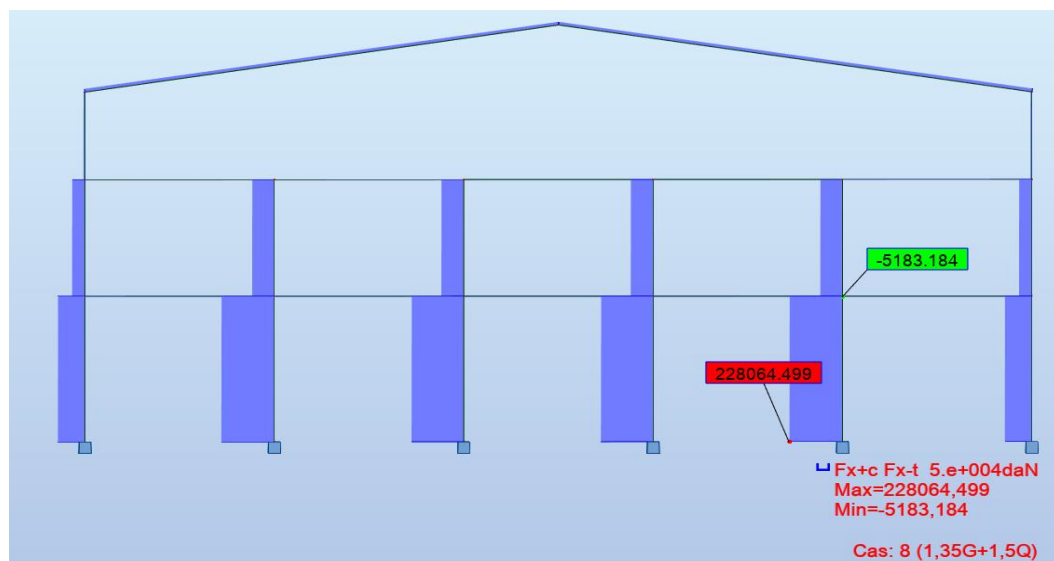


Figure VI.7: Diagrammes de l'Effort normal

### b) Vérification de la résistance des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations. Aussi le rôle des poteaux, ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes et aux vents et peuvent aussi être dénommés piles ou piliers pour le cas des ponts, colonnes pour le cas de la construction métallique.

### ➤ Poteaux de rive

Caractéristiques de la section: HEA 450 (poteau de rive)			
Ax	178.03	cm <sup>2</sup>	aire de la section
Ay	138.47	cm <sup>2</sup>	aire efficace en cisaillement dans la direction y
Az	65.78	cm <sup>2</sup>	aire efficace en cisaillement dans la direction z
Ix	244.61	cm <sup>4</sup>	moment d'inertie de torsion
Iy	63721.60	cm <sup>4</sup>	moment d'inertie par rapport à l'axe y
Iz	9465.33	cm <sup>4</sup>	moment d'inertie par rapport à l'axe z
Wply	3215.87	cm <sup>3</sup>	module de flexion plastique par rapport à l'axe y
Wplz	965.53	cm <sup>3</sup>	module de flexion plastique par rapport à l'axe z
h	44.00	cm	hauteur de la section
b	30.00	cm	largeur de la section
tf	2.10	cm	épaisseur de l'aile
tw	1.15	cm	épaisseur de l'âme
ry	18.92	cm	rayon de giration par rapport à l'axe y
rz	7.29	cm	rayon de giration par rapport à l'axe z
Anb	1.00		Rapport de l'aire de la section affaiblie (nette) à la section non affaiblie (brute)
Eta	1.00		coefficient pour la définition d'Av

Matériau:			
Nom : ACIER E24			
fy	2350.000	daN/cm <sup>2</sup>	résistance du matériau
fu	3650.000	daN/cm <sup>2</sup>	contrainte ultime à la traction - valeur caractéristique
gM0	1.10		coefficient de sécurité partiel
gM1	1.15		coefficient de sécurité partiel
gM2	1.25		coefficient de sécurité partiel
Désignations des normes additionnelles:			
EN112			EN 1991-1-2:2003 - Actions sur les structures exposées au feu
EN312			EN 1993-1-2:2005 - Calcul du comportement au feu
EN313			EN 1993-1-3:2005 - Règles supplémentaires pour les profilés et plaques à parois minces
EN315			EN 1993-1-5:2005 - Règles supplémentaires pour les plaques planes chargées dans leur plan
EC111			ECCS No111:2001 - Préconisations pour les calculs au feu
ENV311			ENV 1993-1-1:1992 - Règles générales et règles pour les bâtiments
Classe de la section			
cf	11.73	cm	largeur de l'aile
tf	2.10	cm	épaisseur de l'aile
cf/tf	5.58		élancement de la semelle
KLF		1	classe de la semelle
cw	34.40	cm	hauteur de l'âme

## CHAPITRE V : ÉTUDE D'UN PORTIQUE

tw	1.15	cm	épaisseur de l'âme
cw/tw	29.91		élancement de l'âme
alfa	1.00		étendue relative de la zone comprimée plastique
psi	-0.44		rapport des contraintes aux limites
KLW		1	classe de l'âme
(hw/tw)lim	72.00		élancement limite de l'âme pour le cisaillement
hw/tw	34.61		élancement de l'âme pour le cisaillement
KLSZ	Plastique		classe de l'âme pour le cisaillement
KL		1	classe de la section

### Paramètres de l'analyse de flambement

par rapport à l'axe y de la section

Courbe,y	a		Courbe de flambement
Lcr,y	3.50	m	longueur de flambement de la barre
Lamy	18.50		élancement de la barre
Lam_y	0.20		élancement relatif de la barre
alfa,y	0.21		paramètre de l'imperfection
fi,y	0.52		coefficient pour les calculs X
Xy	1.00		coefficient de flambement
Ny,b,Rd	363800.435	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement

par rapport à l'axe z de la section

Courbe,z	b		Courbe de flambement
Lcr,z	8.40	m	longueur de flambement de la barre
Lamz	115.20		élancement de la barre
Lam_z	1.23		élancement relatif de la barre
alfa,z	0.34		paramètre de l'imperfection
fi,z	1.43		coefficient pour les calculs X
Xz	0.46		coefficient de flambement
Nz,b,Rd	168751.665	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement

### Paramètres de l'analyse de déversement

XLT	1.00		coefficient de déversement
-----	------	--	----------------------------

### Paramètres de l'analyse de la stabilité globale de la barre

méthode de calcul des paramètres d'interaction - Annexe B

Cmy	0.90		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
CmLT	0.90		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
kyy	0.90		paramètre de l'interaction
kzy	0.00		paramètre de l'interaction

### Efforts internes dans les points caractéristiques de la section

N,Ed	116579.359	daN	effort axial N.Ed
My,Ed	-10299.287	daN*m	moment fléchissant My.Ed
My,Ed,max	19842.425	daN*m	Moment maximal
Vz,Ed	6028.342	daN	effort tranchant Vz.Ed

Efforts limites			
Nc,Rd	380336.818	daN	résistance ultime plastique en compression
Nb,Rd	168751.665	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement
par rapport à l'axe y de la section			
My,pl,Rd	68702.677	daN*m	moment ultime plastique
My,el,Rd	61878.413	daN*m	moment ultime élastique
My,c,Rd	68702.677	daN*m	moment ultime
MN,y,Rd	55797.763	daN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
Vz,c,Rd	81141.200	daN	résistance ultime en cisaillement

Formules de vérification:			
Contrôle de la résistance de la section:			
UFS[Nc]	0.31		$N,Ed/Nc,Rd$
UFS[My]	0.15		$My,Ed/My,c,Rd$
UFS[NcMy]	0.18		$My,Ed/MN,y,Rd$
UFS[Vz]	0.07		$Vz,Ed/Vz,c,Rd$
Contrôle de la stabilité globale de la barre:			
UFB[Lambda]	0.55		$Max(\lambda_{y}/\lambda_{y,max} ; \lambda_{z}/\lambda_{z,max})$
UFB[NyMyMz]	0.59		$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1)$
UFB[NzMyMz]	0.69		$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1)$
Taux de travail:			
RAT	0.69		taux de travail

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles

**FAMILLE:** 1 Poteau de rive

**PIECE:** 1 Poteau de rive\_1

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 8 1,35G+1,5Q 1\*1.35+2\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER E24  $f_y = 2350.000 \text{ daN/cm}^2$



**PARAMETRES DE LA SECTION:** HEA 450

## CHAPITRE V : ÉTUDE D'UN PORTIQUE

h=44.00 cm	gM0=1.10	gM1=1.15	
b=30.00 cm	Ay=138.47 cm <sup>2</sup>	Az=65.78 cm <sup>2</sup>	Ax=178.03 cm <sup>2</sup>
tw=1.15 cm	Iy=63721.60 cm <sup>4</sup>	Iz=9465.33 cm <sup>4</sup>	Ix=244.61 cm <sup>4</sup>
tf=2.10 cm	Wply=3215.87 cm <sup>3</sup>	Wplz=965.53 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 116579.359 daN	My,Ed = -10299.287 daN*m		
Nc,Rd = 380336.818 daN		My,Ed,max = 19842.425 daN*m	
Nb,Rd = 168751.665 daN		My,c,Rd = 68702.677 daN*m	Vz,Ed = 6028.342 daN
	MN,y,Rd = 55797.763 daN*m		Vz,c,Rd = 81141.200 daN
			Classe de la section = 1



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y: <table style="width: 100%; margin-top: 5px;"> <tr> <td style="width: 50%;">Ly = 12.00 m</td> <td style="width: 50%;">Lam_y = 0.20</td> </tr> <tr> <td>Lcr,y = 3.50 m</td> <td>Xy = 1.00</td> </tr> <tr> <td>Lamy = 18.50</td> <td>kyy = 0.90</td> </tr> </table>	Ly = 12.00 m	Lam_y = 0.20	Lcr,y = 3.50 m	Xy = 1.00	Lamy = 18.50	kyy = 0.90	en z: <table style="width: 100%; margin-top: 5px;"> <tr> <td style="width: 50%;">Lz = 12.00 m</td> <td style="width: 50%;">Lam_z = 1.23</td> </tr> <tr> <td>Lcr,z = 8.40 m</td> <td>Xz = 0.46</td> </tr> <tr> <td>Lamz = 115.20</td> <td>kzy = 0.00</td> </tr> </table>	Lz = 12.00 m	Lam_z = 1.23	Lcr,z = 8.40 m	Xz = 0.46	Lamz = 115.20	kzy = 0.00
Ly = 12.00 m	Lam_y = 0.20												
Lcr,y = 3.50 m	Xy = 1.00												
Lamy = 18.50	kyy = 0.90												
Lz = 12.00 m	Lam_z = 1.23												
Lcr,z = 8.40 m	Xz = 0.46												
Lamz = 115.20	kzy = 0.00												

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nc,Rd = 0.31 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $My,Ed/My,c,Rd = 0.15 < 1.00$  (6.2.5.(1))  
 $My,Ed/MN,y,Rd = 0.18 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.07 < 1.00$  (6.2.6.(1))

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\Lambda_{y} = 18.50 < \Lambda_{y,max} = 210.00$        $\Lambda_{z} = 115.20 < \Lambda_{z,max} = 210.00$       STABLE  
 $N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.59 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.69 < 1.00$  (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

### ➤ poteau intermédiaire :

Caractéristiques de la section: HEA 450 (poteau intermédiaire)			
Ax	178.03	cm <sup>2</sup>	aire de la section
Ay	138.47	cm <sup>2</sup>	aire efficace en cisaillement dans la direction y
Az	65.78	cm <sup>2</sup>	aire efficace en cisaillement dans la direction z
Ix	244.61	cm <sup>4</sup>	moment d'inertie de torsion
Iy	63721.60	cm <sup>4</sup>	moment d'inertie par rapport à l'axe y
Iz	9465.33	cm <sup>4</sup>	moment d'inertie par rapport à l'axe z
Wply	3215.87	cm <sup>3</sup>	module de flexion plastique par rapport à l'axe y
Wplz	965.53	cm <sup>3</sup>	module de flexion plastique par rapport à l'axe z
h	44.00	cm	hauteur de la section
b	30.00	cm	largeur de la section
tf	2.10	cm	épaisseur de l'aile
tw	1.15	cm	épaisseur de l'âme

## CHAPITRE V : ÉTUDE D'UN PORTIQUE

ry	18.92	cm	rayon de giration par rapport à l'axe y
rz	7.29	cm	rayon de giration par rapport à l'axe z
Anb	1.00		Rapport de l'aire de la section affaiblie (nette) à la section non affaiblie (brute)
Eta	1.00		coefficient pour la définition d'Av

### Matériau:

Nom : ACIER E24

fy	2350.000	daN/cm <sup>2</sup>	résistance du matériau
fu	3650.000	daN/cm <sup>2</sup>	contrainte ultime à la traction - valeur caractéristique
gM0	1.10		coefficient de sécurité partiel
gM1	1.15		coefficient de sécurité partiel
gM2	1.25		coefficient de sécurité partiel

### Désignations des normes additionnelles:

EN112			EN 1991-1-2:2003 - Actions sur les structures exposées au feu
EN312			EN 1993-1-2:2005 - Calcul du comportement au feu
EN313			EN 1993-1-3:2005 - Règles supplémentaires pour les profilés et plaques à parois minces
EN315			EN 1993-1-5:2005 - Règles supplémentaires pour les plaques planes chargées dans leur plan
EC111			ECCS No111:2001 - Préconisations pour les calculs au feu
ENV311			ENV 1993-1-1:1992 - Règles générales et règles pour les bâtiments

### Classe de la section

cf	11.73	cm	largeur de l'aile
tf	2.10	cm	épaisseur de l'aile
cf/tf	5.58		élancement de la semelle
KLF	1		classe de la semelle
cw	34.40	cm	hauteur de l'âme
tw	1.15	cm	épaisseur de l'âme
cw/tw	29.91		élancement de l'âme
alfa	1.00		étendue relative de la zone comprimée plastique
psi	0.09		rapport des contraintes aux limites
KLW	1		classe de l'âme
(hw/tw)lim	72.00		élancement limite de l'âme pour le cisaillement
hw/tw	34.61		élancement de l'âme pour le cisaillement
KLSZ	Plastique		classe de l'âme pour le cisaillement
KL	1		classe de la section

### Paramètres de l'analyse de flambement

par rapport à l'axe y de la section

Courbe,y	a		Courbe de flambement
Lcr,y	5.00	m	longueur de flambement de la barre
Lamy	26.43		élancement de la barre
Lam_y	0.28		élancement relatif de la barre
alfa,y	0.21		paramètre de l'imperfection
fi,y	0.55		coefficient pour les calculs X
Xy	0.98		coefficient de flambement
Ny,b,Rd	357178.823	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement

## CHAPITRE V : ÉTUDE D'UN PORTIQUE

par rapport à l'axe z de la section			
Courbe,z	b		Courbe de flambement
Lcr,z	6.30	m	longueur de flambement de la barre
Lamz	86.40		élancement de la barre
Lam_z	0.92		élancement relatif de la barre
alfa,z	0.34		paramètre de l'imperfection
fi,z	1.05		coefficient pour les calculs X
Xz	0.65		coefficient de flambement
Nz,b,Rd	235852.925	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement

Paramètres de l'analyse de déversement			
XLT	1.00		coefficient de déversement

Paramètres de l'analyse de la stabilité globale de la barre			
méthode de calcul des paramètres d'interaction - Annexe B			
Cmy	0.90		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
CmLT	0.90		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
kyy	0.95		paramètre de l'interaction
kzy	0.00		paramètre de l'interaction

Efforts internes dans les points caractéristiques de la section			
N,Ed	228064.499	daN	effort axial N.Ed
My,Ed	409.904	daN*m	moment fléchissant My.Ed
My,Ed,max	-1271.643	daN*m	Moment maximal
Vz,Ed	-336.309	daN	effort tranchant Vz.Ed

Efforts limites			
Nc,Rd	380336.818	daN	résistance ultime plastique en compression
Nb,Rd	235852.925	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement
par rapport à l'axe y de la section			
My,pl,Rd	68702.677	daN*m	moment ultime plastique
My,el,Rd	61878.413	daN*m	moment ultime élastique
My,c,Rd	68702.677	daN*m	moment ultime
MN,y,Rd	32213.136	daN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
Vz,c,Rd	81141.200	daN	résistance ultime en cisaillement

Formules de vérification:			
Contrôle de la résistance de la section:			
UFS[Nc]	0.60		$N,Ed/Nc,Rd$
UFS[My]	0.01		$My,Ed/My,c,Rd$
UFS[NcMy]	0.01		$My,Ed/MN,y,Rd$
UFS[Vz]	0.00		$Vz,Ed/Vz,c,Rd$
Contrôle de la stabilité globale de la barre:			
UFB[Lambda]	0.41		$\text{Max}(\text{Lambda},y/\text{Lambda},\text{max} ; \text{Lambda},z/\text{Lambda},\text{max})$
UFB[NyMyMz]	0.66		$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,\text{max}/(XLT*My,Rk/gM1)$
UFB[NzMyMz]	0.97		$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,\text{max}/(XLT*My,Rk/gM1)$

### Taux de travail:

RAT	0.97		taux de travail
-----	------	--	-----------------

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** *Vérification des familles*

**FAMILLE:** *2 Poteau de intermediaries*

**PIECE:** *3 Poteau\_3*

**POINT:** *1*

**COORDONNEE:** *x = 0.00 L = 0.00 m*

### CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 8 1,35G+1,5Q 1\*1.35+2\*1.50*

### MATERIAU:

ACIER E24  $f_y = 2350.000 \text{ daN/cm}^2$



### PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450

h=44.00 cm	gM0=1.10	gM1=1.15	
b=30.00 cm	Ay=138.47 cm <sup>2</sup>	Az=65.78 cm <sup>2</sup>	Ax=178.03 cm <sup>2</sup>
tw=1.15 cm	Iy=63721.60 cm <sup>4</sup>	Iz=9465.33 cm <sup>4</sup>	Ix=244.61 cm <sup>4</sup>
tf=2.10 cm	Wply=3215.87 cm <sup>3</sup>	Wplz=965.53 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 228064.499 daN	My,Ed = 409.904 daN*m		
Nc,Rd = 380336.818 daN	My,Ed,max = -1271.643 daN*m		
Nb,Rd = 235852.925 daN	My,c,Rd = 68702.677 daN*m	Vz,Ed = -336.309 daN	
	MN,y,Rd = 32213.136 daN*m	Vz,c,Rd = 81141.200 daN	
		Classe de la section = 1	



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 9.00 m	Lam_y = 0.28
Lcr,y = 5.00 m	Xy = 0.98
Lamy = 26.43	kyy = 0.95



en z:

Lz = 9.00 m	Lam_z = 0.92
Lcr,z = 6.30 m	Xz = 0.65
Lamz = 86.40	kzy = 0.00

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nc,Rd = 0.60 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $My,Ed/My,c,Rd = 0.01 < 1.00$  (6.2.5.(1))  
 $My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\Lambda_{y} = 26.43 < \Lambda_{y,max} = 210.00$        $\Lambda_{z} = 86.40 < \Lambda_{z,max} = 210.00$       STABLE  
 $N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.66 < 1.00$  (6.3.3.(4))

## CHAPITRE V : ÉTUDE D'UN PORTIQUE

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

### ➤ A.2) Vérification de la résistance de la poutre principale :

Une poutre principale ou la poutre en général, est un élément de construction allongé (en métal, en béton armé, etc.), qui support les charges des planchers et les transmet aux poteaux.

Caractéristiques de la section: IPE 600			
Ax	155.98	cm <sup>2</sup>	aire de la section
Ay	94.30	cm <sup>2</sup>	aire efficace en cisaillement dans la direction y
Az	83.78	cm <sup>2</sup>	aire efficace en cisaillement dans la direction z
Ix	166.12	cm <sup>4</sup>	moment d'inertie de torsion
Iy	92083.50	cm <sup>4</sup>	moment d'inertie par rapport à l'axe y
Iz	3387.34	cm <sup>4</sup>	moment d'inertie par rapport à l'axe z
Wply	3512.40	cm <sup>3</sup>	module de flexion plastique par rapport à l'axe y
Wplz	485.65	cm <sup>3</sup>	module de flexion plastique par rapport à l'axe z
h	60.00	cm	hauteur de la section
b	22.00	cm	largeur de la section
tf	1.90	cm	épaisseur de l'aile
tw	1.20	cm	épaisseur de l'âme
ry	24.30	cm	rayon de giration par rapport à l'axe y
rz	4.66	cm	rayon de giration par rapport à l'axe z
Anb	1.00		Rapport de l'aire de la section affaiblie (nette) à la section non affaiblie (brute)
Eta	1.00		coefficient pour la définition d'Av

Matériau:			
Nom : ACIER E24			
f <sub>y</sub>	2350.000	daN/cm <sup>2</sup>	résistance du matériau
f <sub>u</sub>	3650.000	daN/cm <sup>2</sup>	contrainte ultime à la traction - valeur caractéristique
g <sub>M0</sub>	1.10		coefficient de sécurité partiel
g <sub>M1</sub>	1.15		coefficient de sécurité partiel
g <sub>M2</sub>	1.25		coefficient de sécurité partiel
Désignations des normes additionnelles:			
EN112			EN 1991-1-2:2003 - Actions sur les structures exposées au feu
EN312			EN 1993-1-2:2005 - Calcul du comportement au feu
EN313			EN 1993-1-3:2005 - Règles supplémentaires pour les profilés et plaques à parois minces
EN315			EN 1993-1-5:2005 - Règles supplémentaires pour les plaques planes chargées dans leur plan
EC111			ECCS No111:2001 - Préconisations pour les calculs au feu
ENV311			ENV 1993-1-1:1992 - Règles générales et règles pour les bâtiments
Classe de la section			
cf	8.00	cm	largeur de l'aile
tf	1.90	cm	épaisseur de l'aile
cf/tf	4.21		élancement de la semelle

## CHAPITRE V : ÉTUDE D'UN PORTIQUE

KLF	1		classe de la semelle
cw	51.40	cm	hauteur de l'âme
tw	1.20	cm	épaisseur de l'âme
cw/tw	42.83		élancement de l'âme
alfa	0.48		étendue relative de la zone comprimée plastique
psi	-1.03		rapport des contraintes aux limites
KLW	1		classe de l'âme
(hw/tw)lim	72.00		élancement limite de l'âme pour le cisaillement
hw/tw	46.83		élancement de l'âme pour le cisaillement
KLSZ	Plastique		classe de l'âme pour le cisaillement
KL	1		classe de la section

### Paramètres de l'analyse de déversement

méthode détaillée [6.3.2.3]

Lcr,upp	1.00	m	longueur de déversement de la semelle supérieure
Lcr,low	1.00	m	longueur de déversement de la semelle inférieure
C1	1.68		coefficient pour le calcul de M <sub>cr</sub>
C2	0.03		coefficient pour le calcul de M <sub>cr</sub>
I <sub>w</sub>	2858584.69	cm <sup>6</sup>	rayon d'inertie sectoriel
z <sub>g</sub>	30.00	cm	distance du point d'application de la charge du centre de cisaillement
M <sub>cr</sub>	3383932.258	daN*m	moment critique pour le déversement
k <sub>c</sub>	0.90		paramètre de correction dépendant du mode de chargement
Lam <sub>LT</sub>	0.16		élancement fictif de la barre pour le déversement
Lam <sub>LTO</sub>	0.24		élancement comparative
Courbe <sub>LT</sub>			courbe de déversement
alfa <sub>LT</sub>	0.40		paramètre de l'imperfection pour les courbes de déversement
f <sub>i,LT</sub>	0.50		coefficient pour les calculs XLT
Beta	1.00		coefficient pour les calculs XLT
XLT	1.00		coefficient de déversement
f	1.00		coefficient de réduction pour les calculs XLT,mod
XLT,mod	1.00		coefficient de déversement modifié

### Efforts internes dans les points caractéristiques de la section

N,Ed	-5172.985	daN	effort axial N.Ed
My,Ed	-68357.072	daN*m	moment fléchissant My.Ed
Vz,Ed	-67371.124	daN	effort tranchant Vz.Ed

### Efforts limites

N <sub>t,Rd</sub>	333230.000	daN	résistance ultime plastique en traction
M <sub>b,Rd</sub>	71775.130	daN*m	moment ultime pour le déversement
par rapport à l'axe y de la section			
M <sub>y,pl,Rd</sub>	75037.636	daN*m	moment ultime plastique
M <sub>y,el,Rd</sub>	65574.614	daN*m	moment ultime élastique
M <sub>y,c,Rd</sub>	75037.636	daN*m	moment ultime
M <sub>N,y,Rd</sub>	75037.636	daN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
M <sub>y,V,Rd</sub>	73167.945	daN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-V
V <sub>z,c,Rd</sub>	103336.775	daN	résistance ultime en cisaillement

### Formules de vérification:

Contrôle de la résistance de la section:

UFS[Nt]	0.02		N,Ed/Nt,Rd
UFS[MyVz]	0.93		My,Ed/My,V,Rd
UFS[Vz]	0.65		Vz,Ed/Vz,c,Rd

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

UFB[My]	0.95		My,Ed/Mb,Rd
---------	------	--	-------------

### Taux de travail:

RAT	0.95		taux de travail
-----	------	--	-----------------

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles

**FAMILLE:** 3 poutre principal

**PIECE:** 7 Poutre principal\_7     **POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L = 6.00 m

### CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif:* 8 1,35G+1,5Q 1\*1.35+2\*1.50

### MATERIAU:

ACIER E24      $f_y = 2350.000 \text{ daN/cm}^2$



### PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 600

h=60.00 cm	gM0=1.10	gM1=1.15	
b=22.00 cm	Ay=94.30 cm <sup>2</sup>	Az=83.78 cm <sup>2</sup>	Ax=155.98 cm <sup>2</sup>
tw=1.20 cm	Iy=92083.50 cm <sup>4</sup>	Iz=3387.34 cm <sup>4</sup>	Ix=166.12 cm <sup>4</sup>
tf=1.90 cm	Wply=3512.40 cm <sup>3</sup>	Wplz=485.65 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -5172.985 daN	My,Ed = -68357.072 daN*m	
Nt,Rd = 333230.000 daN	My,pl,Rd = 75037.636 daN*m	
	My,c,Rd = 75037.636 daN*m	Vz,Ed = -67371.124 daN
	My,V,Rd = 73167.945 daN*m	Vz,c,Rd = 103336.775 daN
	Mb,Rd = 71775.130 daN*m	

Classe de la section = 1



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 3383932.258 daN*m	Courbe,LT -
	XLT = 1.00	
Lcr,low=1.00 m	Lam_LT = 0.16	fi,LT = 0.50
		XLT,mod = 1.00

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

## FORMULES DE VERIFICATION:

**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,V,Rd} = 0.93 < 1.00 \quad (6.2.8)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.65 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

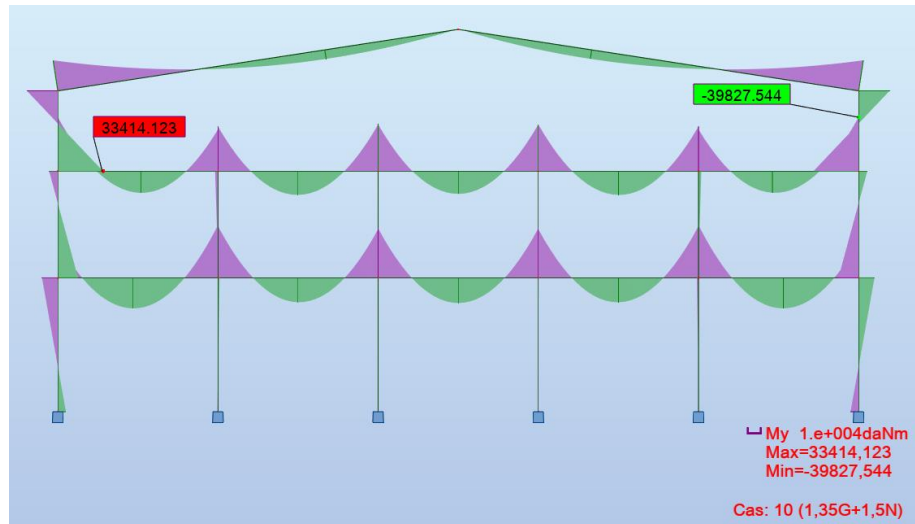
**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.95 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

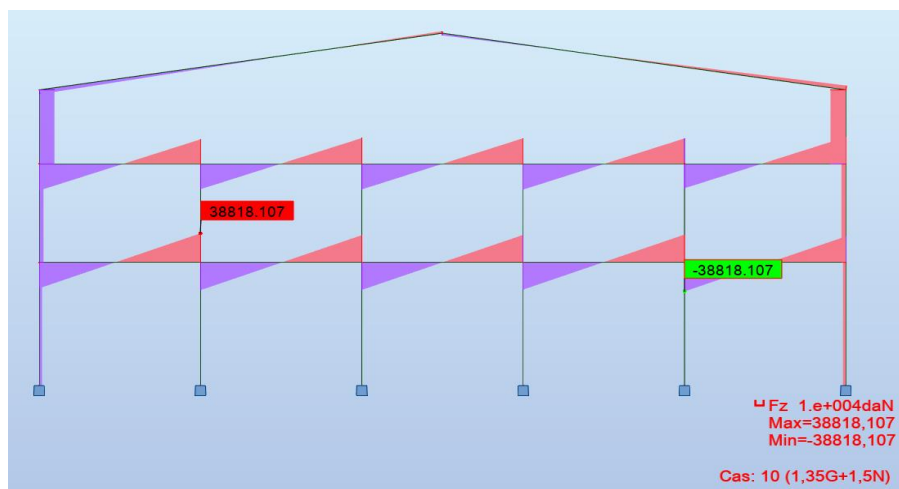
**Profil correct !!!**

**B) cas de charge : 1,35G + 1,5N**

**a) Les diagrammes des efforts internes**



**Figure VI.6 : Diagrammes du moment fléchissant**



**Figure VI.7 : Diagrammes de l'Effort tranchant**

## CHAPITRE V : ÉTUDE D'UN PORTIQUE

### b) Vérification de la résistance de la traverse :

Les traverses sont des éléments structuraux destinées à transmettre les charge et surcharge qui s'appliquent sur la couverture aux poteaux, Ils sont généralement en profile I.

Caractéristiques de la section: IPE 450			
Ax	98.82	cm <sup>2</sup>	aire de la section
Ay	63.21	cm <sup>2</sup>	aire efficace en cisaillement dans la direction y
Az	50.84	cm <sup>2</sup>	aire efficace en cisaillement dans la direction z
Ix	67.18	cm <sup>4</sup>	moment d'inertie de torsion
Iy	33742.90	cm <sup>4</sup>	moment d'inertie par rapport à l'axe y
Iz	1675.86	cm <sup>4</sup>	moment d'inertie par rapport à l'axe z
Wply	1701.79	cm <sup>3</sup>	module de flexion plastique par rapport à l'axe y
Wplz	276.38	cm <sup>3</sup>	module de flexion plastique par rapport à l'axe z
h	45.00	cm	hauteur de la section
b	19.00	cm	largeur de la section
tf	1.46	cm	épaisseur de l'aile
tw	0.94	cm	épaisseur de l'âme
ry	18.48	cm	rayon de giration par rapport à l'axe y
rz	4.12	cm	rayon de giration par rapport à l'axe z
Anb	1.00		Rapport de l'aire de la section affaiblie (nette) à la section non affaiblie (brute)
Eta	1.00		coefficient pour la définition d'Av

Matériau:			
<b>Nom : ACIER E24</b>			
fy	2350.000	daN/cm <sup>2</sup>	résistance du matériau
fu	3650.000	daN/cm <sup>2</sup>	contrainte ultime à la traction - valeur caractéristique
gM0	1.10		coefficient de sécurité partiel
gM1	1.15		coefficient de sécurité partiel
gM2	1.25		coefficient de sécurité partiel
<b>Désignations des normes additionnelles:</b>			
EN112			EN 1991-1-2:2003 - Actions sur les structures exposées au feu
EN312			EN 1993-1-2:2005 - Calcul du comportement au feu
EN313			EN 1993-1-3:2005 - Règles supplémentaires pour les profilés et plaques à parois minces
EN315			EN 1993-1-5:2005 - Règles supplémentaires pour les plaques planes chargées dans leur plan
EC111			ECCS No111:2001 - Préconisations pour les calculs au feu
ENV311			ENV 1993-1-1:1992 - Règles générales et règles pour les bâtiments
<b>Classe de la section</b>			
cf	6.93	cm	largeur de l'aile
tf	1.46	cm	épaisseur de l'aile
cf/tf	4.75		élancement de la semelle
KLF	1		classe de la semelle
cw	37.88	cm	hauteur de l'âme
tw	0.94	cm	épaisseur de l'âme
cw/tw	40.30		élancement de l'âme

## CHAPITRE V : ÉTUDE D'UN PORTIQUE

alfa	0.62		étendue relative de la zone comprimée plastique
psi	-0.83		rapport des contraintes aux limites
KLW		1	classe de l'âme
(hw/tw)lim	72.00		élancement limite de l'âme pour le cisaillement
hw/tw	44.77		élancement de l'âme pour le cisaillement
KLSZ	Plastique		classe de l'âme pour le cisaillement
KL		1	classe de la section

### Paramètres de l'analyse de déversement

méthode détaillée [6.3.2.3]

Lcr,upp	5.16	m	longueur de déversement de la semelle supérieure
Lcr,low	5.16	m	longueur de déversement de la semelle inférieure
C1	1.97		coefficient pour le calcul de M <sub>cr</sub>
C2	0.06		coefficient pour le calcul de M <sub>cr</sub>
I <sub>w</sub>	794245.19	cm <sup>6</sup>	rayon d'inertie sectoriel
z <sub>g</sub>	22.50	cm	distance du point d'application de la charge du centre de cisaillement
M <sub>cr</sub>	73382.328	daN*m	moment critique pour le déversement
kc	0.90		paramètre de correction dépendant du mode de chargement
Lam_LT	0.74		élancement fictif de la barre pour le déversement
Lam,LT0	0.24		élancement comparative
Courbe,LT			courbe de déversement
alfa,LT	0.35		paramètre de l'imperfection pour les courbes de déversement
fi,LT	0.86		coefficient pour les calculs XLT
Beta	1.00		coefficient pour les calculs XLT
XLT	0.77		coefficient de déversement
f	0.95		coefficient de réduction pour les calculs XLT,mod
XLT,mod	0.81		coefficient de déversement modifié

### Paramètres de l'analyse de la stabilité globale de la barre

méthode de calcul des paramètres d'interaction - Annexe B

C <sub>my</sub>	0.90		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
C <sub>mLT</sub>	0.90		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
k <sub>yy</sub>	0.90		paramètre de l'interaction
k <sub>zy</sub>	0.60		paramètre de l'interaction

### Efforts internes dans les points caractéristiques de la section

N,Ed	19863.400	daN	effort axial N.Ed
M <sub>y,Ed</sub>	-22847.233	daN*m	moment fléchissant M <sub>y,Ed</sub>
M <sub>y,Ed,max</sub>	-22847.233	daN*m	Moment maximal
V <sub>z,Ed</sub>	-5807.176	daN	effort tranchant V <sub>z,Ed</sub>

### Efforts limites

N <sub>c,Rd</sub>	211115.455	daN	résistance ultime plastique en compression
N <sub>b,Rd</sub>	201936.522	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement
M <sub>b,Rd</sub>	28104.396	daN*m	moment ultime pour le déversement
<b>par rapport à l'axe y de la section</b>			
M <sub>y,pl,Rd</sub>	36356.423	daN*m	moment ultime plastique
M <sub>y,el,Rd</sub>	32038.713	daN*m	moment ultime élastique
M <sub>y,c,Rd</sub>	36356.423	daN*m	moment ultime

## CHAPITRE V : ÉTUDE D'UN PORTIQUE

MN,y,Rd	36356.423	daN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
Vz,c,Rd	62713.014	daN	résistance ultime en cisaillement

### Formules de vérification:

#### Contrôle de la résistance de la section:

UFS[Nc]	0.09		N,Ed/Nc,Rd
UFS[My]	0.63		My,Ed/My,c,Rd
UFS[Vz]	0.09		Vz,Ed/Vz,c,Rd

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

UFB[My]	0.81		My,Ed,max/Mb,Rd
UFB[NyMyMz]	0.83		$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1)$
UFB[NzMyMz]	0.59		$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1)$

### Taux de travail:

RAT	0.83		taux de travail
-----	------	--	-----------------

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** *Vérification des familles*

**FAMILLE:** 4 travers

**PIECE:** 18 travers\_18

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L = 15.18 m

### CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif:* 10 1,35G+1,5N 1\*1.35+3\*1.50

### MATERIAU:

ACIER E24  $f_y = 2350.000$  daN/cm<sup>2</sup>



### PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

h=45.00 cm	gM0=1.10	gM1=1.15	
b=19.00 cm	Ay=63.21 cm <sup>2</sup>	Az=50.84 cm <sup>2</sup>	Ax=98.82 cm <sup>2</sup>
tw=0.94 cm	Iy=33742.90 cm <sup>4</sup>	Iz=1675.86 cm <sup>4</sup>	Ix=67.18 cm <sup>4</sup>
tf=1.46 cm	Wply=1701.79 cm <sup>3</sup>	Wplz=276.38 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 19863.400 daN	My,Ed = -22847.233 daN*m	
Nc,Rd = 211115.455 daN	My,Ed,max = -22847.233 daN*m	
Nb,Rd = 201936.522 daN	My,c,Rd = 36356.423 daN*m	Vz,Ed = -5807.176 daN
	MN,y,Rd = 36356.423 daN*m	Vz,c,Rd = 62713.014 daN
	Mb,Rd = 28104.396 daN*m	

Classe de la section = 1



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 73382.328 daN*m Courbe,LT -	XLT = 0.77
----------	-----------------------------------	------------

## CHAPITRE V : ÉTUDE D'UN PORTIQUE

Lcr,low=5.16 m

Lam\_LT = 0.74

fi,LT = 0.86

XLT,mod = 0.81

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 0.90



en z:

kzy = 0.60

### FORMULES DE VERIFICATION:

**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.09 < 1.00$  (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.63 < 1.00$  (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.09 < 1.00$  (6.2.6.(1))

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.81 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.83 < 1.00$  (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.59 < 1.00$  (6.3.3.(4))

### DEPLACEMENTS LIMITES



**Flèches (REPERE LOCAL):**

$u_y = 0.000 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 7.588 \text{ cm}$  Vérifié

**Cas de charge décisif:** 1 G

$u_z = 0.888 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 7.588 \text{ cm}$  Vérifié

**Cas de charge décisif:** 4 V



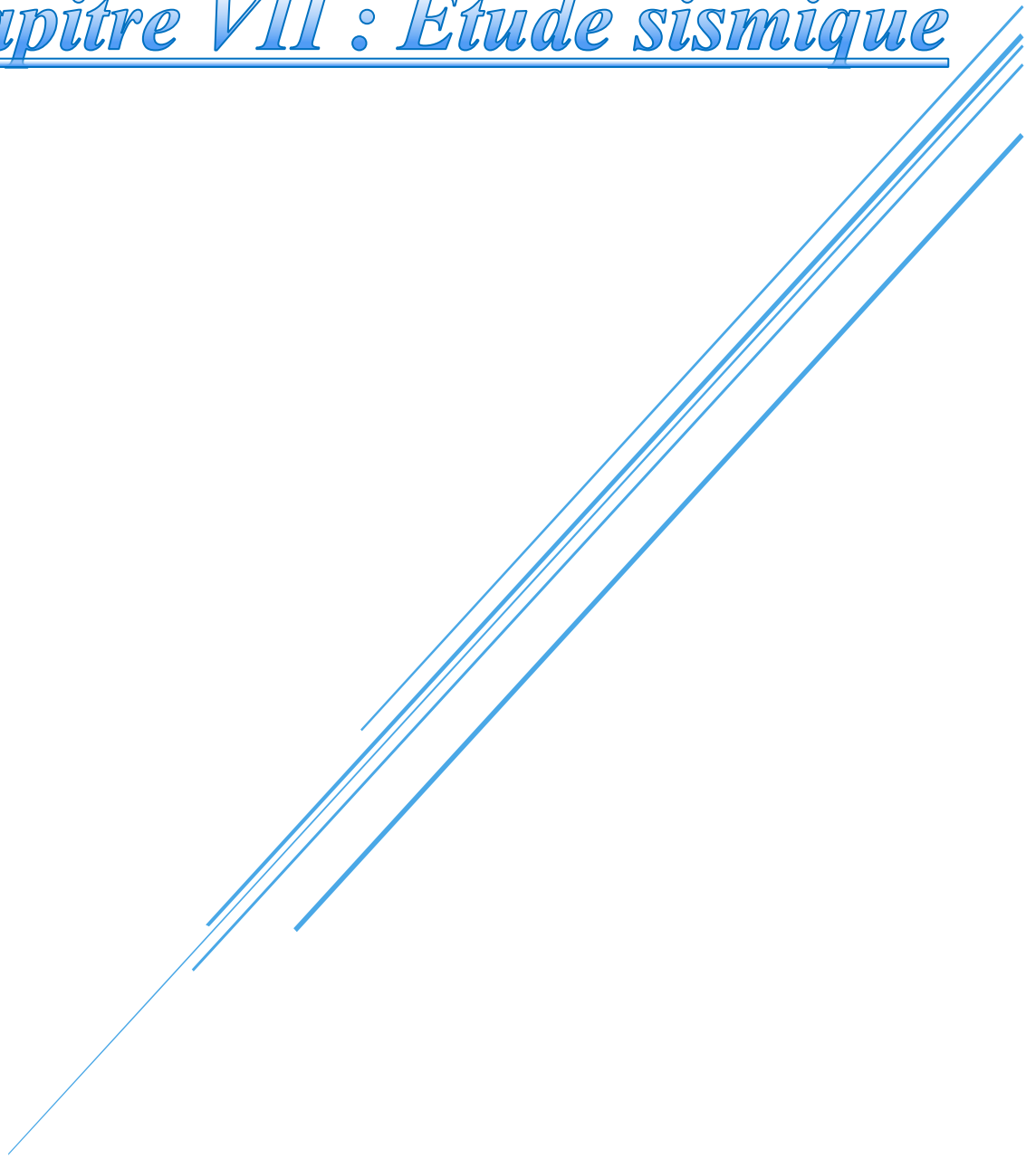
**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé

**Profil correct !!!**

### 7) Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déduire le portique le plus sollicité, et à l'aide du logiciel Robot on est arrivé à vérifier la résistance des éléments constitutifs de ce portique (poteau, poutre et traverse).

# *Chapitre VII : Étude sismique*



### 1) Introduction :

Le séisme étant un phénomène naturel correspond à une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre, qui se traduit en surface par des vibrations du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis qui produit des dégâts destructifs au niveau des structures. Ceci nous oblige de faire toute une étude qui a pour but de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels. Pour cela l'application de règles parasismiques actuelles "RPA99 version 2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sismiques sauf pour la zone 0 (sismicité négligeable).

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

### 2) Méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes : (RPA 99)

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :
  - **Zone I :** Tous groupes
  - **Zone IIa :**
    - groupe d'usage 3
    - groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
    - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
    - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
  - **Zone IIb et III :**
    - groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
    - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
    - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Notre structure satisfait l'intégralité des conditions d'application de la méthode statique équivalente qui sont énumérées dans l'article (4.1.2) du RPA 99 version 2003.

**A) Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

**a) Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Donné par un tableau (4.1 du RPA99/03), le coefficient d'accélération A est tiré en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

- Zone IIa
- Groupe d'usage 2

**A = 0,15**

**Tableau VI.1: Coefficient d'accélération A**

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
<b>1A</b>	0,15	0,25	0,30	0,40
<b>1B</b>	0,12	0,20	0,25	0,30
<b>2</b>	0,10	<b>0,15</b>	0,20	0,25
<b>3</b>	0,07	0,10	0,14	0,18

**b) Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \text{si : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \times (T_2 / T)^{2/3} & \text{si : } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta \times (T_2 / 3)^{2/3} \times (3 / T)^{5/3} & \text{si : } T \geq 3s \end{cases}$$

**- Calcul du facteur de correction d'amortissement  $\eta$ :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

**- Le pourcentage d'amortissement critique  $\xi$ :**

$\xi(\%)$  : le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constitutif, de type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau VI.2 : Pourcentage d'amortissement critique

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Danse	7	5	

Dans notre cas :

Nous avons un portique en acier avec remplissage léger.

D'après le tableau  $\Rightarrow \xi = 4\%$

D'où :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 4)}} = 1,08 \geq 0,7$$

### c) Estimation de la période fondamentale de la structure T

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = Ct \times h_n^{3/4}$$

- $h_n$  : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N ( $h_n = 12$  m).

- $Ct$  : coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage.

Donné par le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Coefficient Ct

Cas	Système de contreventement	Ct
1	Portique auto stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré parallèlement ou totalement par des voiles en béton armé des paillées triangulaires et des murs en maçonnerie	0,050

On a : Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie :

**Ct = 0,085**

Donc :  $T = 0,085 (12)^{3/4}$

**T = 0,548 s**

**Calcul du T<sub>2</sub> :**

T<sub>2</sub> est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau suivant :

On a un sol de catégorie de 3 (S3)

**Tableau VI.4 : La période caractéristique**

Site	S1	S2	S3	S4
T <sub>1</sub> (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2</sub> (sec)	0,30	0,40	<b>0,50</b>	0,70

T<sub>2</sub> = 0,5 s

$T_2 = 0,5 \leq T = 0,548 \leq 3s$  donc  $D = 2,5 \eta \times (T_2 / T)^{2/3}$

$D = 2,5 \times 1,08 \times (0,5 / 0,548)^{2/3}$

**D = 2,52**

**d) Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

(Tableau 4.3 du RPA99/03)

Dans les deux sens (x et y) la structure est contreventée par portiques auto stables ductiles : **R = 6**

**e) Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure il est en fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments.
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

**P<sub>q</sub>** : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q " satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA99/Version2003).

- Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P<sub>q</sub> :

Tableau VI.5 : valeurs des pénalités Pq.

Critère q	Pq	
	Observé	Non Observé
1) Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2) Redondance en plan	0	0,05
3) Régularité en plan	0	0,05
4) Régularité en élévation	0	0,05
5) Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05
6) Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,1

On aura :

$$Q = 1 + \sum qP = Q = 1 + 0,05 + 0,1 + 0 + 0 + 0 + 0$$

$$Q = 1,15$$

### B) Calcul de poids de la structure (W) :

$$W_i = \sum W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W : poids total de la structure.

$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,3$  (Bâtiment recevant des publics temporairement) (Tableau 4.5)

#### a) Calcul des charges permanente $W_{Gi}$ :

##### ➤ Eléments de toiture

La surface de la toiture :

$$S_{\text{toit}} = 15,2 \times 48,5 \times 2 = 1474,4 \text{ m}^2$$

**Tableau VI.6 : Poids des profilés de toiture**

Eléments	Matériau utilisée	Poids propre (Kg /m)	Nombre de chaque élément	La longueur de l'élément(m)	La charge $W_{Gi}$ (KN)
panne	IPE180	18,8	22	48	198,52
Traverse	IPE 450	77,6	18	15,2	212,31
Liernes	Barre rond $\phi= 12$ mm	0,9	2	30,4	0,547
Poutre au vent	L40×40×4	2,42	20	8,5	4,114
<b><math>W_{Gi}</math> totale</b>					<b>415,49</b>

**Tableau VI.7 : Poids des éléments de toiture**

Eléments	Matériau utilisée	Poids propre (Kg /m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	La charge W (KN)
Couverture du versant de toiture	Panneau sandwich	12	1474,4	176,928
Accessoires de pose	-	5	1474,4	73,72
Faux plafond	-	10	1474,4	147,44
<b><math>W_{Gi}</math> totale</b>				<b>398,088</b>

➤ **Eléments des plancher**

La surface des planchers :

$$S_{\text{plancher}} = S - S_{\text{vide}} = 1479,25 - 48 = 1431,25 \text{ m}^2$$

**Tableau VI.8 : Poids des profilés du plancher 1**

Eléments du premier étage	Matériau utilisée	Poids propre (Kg /m)	Nombre de chaque élément	La longueur de l'élément(m)	La charge W (KN)
Poutre principale	IPE 600	113,1	25	6	169,65
Solives et poutre secondaire	IPE 500	84	118 6	12 6	1189,44 30,240
<b><math>W_{Gi}</math> totale</b>					<b>1389,33</b>

**Tableau VI.9 : Poids des profilés du plancher 2**

Eléments du deuxième étage	Matériau utilisée	Poids propre (Kg /m)	Nombre de chaque élément	La longueur de l'élément(m)	La charge W (KN)
Poutre principale	IPE 600	113,1	25	6	169,65
Solives et poutre secondaire	IPE 400	66,3	118 6	12 6	938,808 23,868
				<b>W<sub>Gi</sub> totale</b>	<b>1132,326</b>

**Tableau VI.10 : Poids des éléments de plancher**

Eléments	Matériau utilisée	Poids propre (Kg /m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	La charge W (KN)
Bac d'acier	Tôle Tn40	9,81	1431,25	140,4
Couche de sable	sable	36	1431,25	515,25
Mortier de pose	mortier	40	1431,25	572,5
Revêtement en carrelage	Carrelage	44	1431,25	629,75
Cloisons de séparation interne	(brique, parois en plâtre...)	90	1431,25	1288,12
Faux plafond	-	10	1474,4	143,125
			<b>W<sub>Gi</sub> totale</b>	<b>3289,145</b>

➤ **Eléments verticaux**

La surface des parois verticale extérieure :

$$S_{\text{bardage}} = (S_{\text{pignon}} + S_{\text{long pan}}) \times 2 = 1972,25 \text{ m}^2$$

Tableau VI.11 : Poids des poteaux

Eléments	Matériau utilisée	Poids propre (Kg /m)	Nombre de chaque élément	La longueur de l'élément(m)	La charge W (KN)
Poteau	HEA 450	140	18	12	302,4
			22	9	277,2
Potelet	IPE200	22,4	4	4,97	4,453
			4	3,98	3,566
				<b>W<sub>Gi</sub> totale</b>	<b>587,619</b>

Tableau VI.12 : Poids des éléments verticaux

Eléments	Matériau utilisée	Poids propre (Kg /m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	La charge W (KN)	
Bardage	Rideaux en verre	50	1972,25	986,125	
Accessoires de pose	-	5	1972,25	98,61	
				<b>W<sub>Gi</sub> totale</b>	<b>1084,73</b>

b) Les charges permanente W<sub>Qi</sub>

$$Q_{\text{etage 1}} = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{etage 2}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$1431,25 \text{ m}^2$$

$$W_{Q1} = 5 \times 1431,25 = 7156,25 \text{ KN}$$

$$W_{Q2} = 2,5 \times 1431,25 = 3578,125 \text{ KN}$$

**Détermination de la force sismique totale :**

$$W = \sum W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W = (5386,178 + 0,3 \times 7156,25) + (5019,278 + 0,3 \times 3578,125) + 1180,606$$

$$W = 14806,374 \text{ KN}$$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V = \frac{0,15 \times 2,52 \times 1,15}{6} \times 14806,374 = 1072,7218 \text{ KN}$$

**C) Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :**

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

$F_i$  : force horizontale appliquée au niveau  $i$

$F_t$  : la force concentrée au sommet de la structure  $F_t = 0$  car  $T = 0,548 < 0$ .

$W_i$  : poids d'un niveau  $i$ .

$V$  : la force sismique totale

$h$  : la hauteur de chaque niveau

$$F_t = 0$$

$$W_1 = (5386,178 + 0,3 \times 7156,25) = 7533,053 \text{ KN}$$

$$W_2 = (5019,278 + 0,3 \times 3578,125) = 6092,715 \text{ KN}$$

$$W_{\text{toit}} = 1180,606 \text{ KN}$$

$$\sum W_j h_j = (7533,053 \times 5,1) + (6092,715 \times 9,1) + (1180,606 \times 12)$$

$$\sum W_j h_j = 108029,5488 \text{ KN}$$

$$F_1 = \frac{V \times W_i h_i}{W_j h_j} = \frac{1072,7218 \times 7533,053 \times 5,1}{108029,5488} = 381,4923 \text{ KN}$$

$$F_2 = \frac{V \times W_i h_i}{W_j h_j} = \frac{1072,7218 \times 6092,715 \times 9,1}{108029,5488} = 550,55 \text{ KN}$$

$$F_3 = \frac{V \times W_i h_i}{W_j h_j} = \frac{1072,7218 \times 1180,606 \times 12}{108029,5488} = 140,6794 \text{ KN}$$

$$F_1 + F_2 + F_3 = 1072,7218 \text{ KN} = V$$

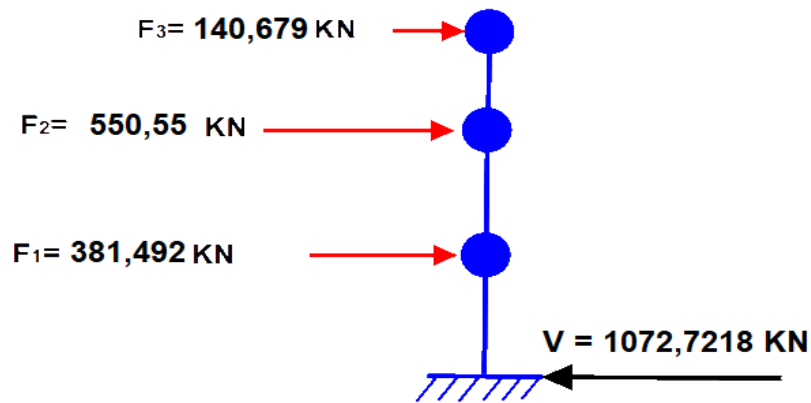


Figure VI.1 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

**D) Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_1 = F_t + \sum_{i=1}^3 F_i = 0 + \sum_{i=1}^3 F_i = F_1 + F_2 + F_3 = 1072,7218 \text{ KN}$$

$$V_2 = F_t + \sum_{i=2}^3 F_i = 0 + \sum_{i=2}^3 F_i = F_2 + F_3 = 691,229 \text{ KN}$$

$$V_3 = F_t + \sum_{i=3}^3 F_i = 0 + \sum_{i=3}^3 F_i = F_3 = 140,679 \text{ KN}$$

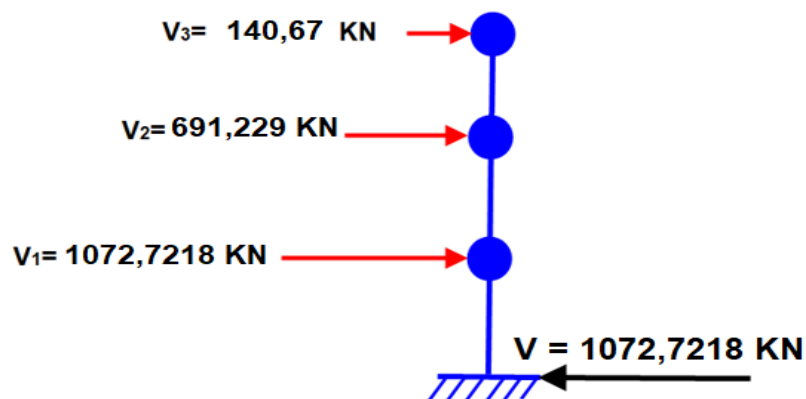


Figure VI.2 : Distribution des efforts tranchant selon la hauteur

**E) Distribution horizontale des forces sismiques :**

Les forces  $F_{ij}$  sont appliquées sur les nœuds du portique comme des forces concentrées. Dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan, est distribué aux éléments verticaux proportionnellement à leurs rigidités relatives :

$$F_{ij} = F_i \times \frac{R_j}{\sum R_j} = F_i \times \frac{I_j}{\sum I_j}$$

$I_j$  : moment d'inertie du file 'j'

$R_j$  : rigidité du file 'j'

**a) Suivant xx (sens longitudinale)**

• **Calcul de l'inertie pour chaque file :**

D'après la disposition des poteaux l'inertie qui convient à cette direction est :

$$I_y = 63720 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

- **File de rive :**

File de rive (0m ; 30m)

$$I_{f,1} = I_y \times N_{\text{poteaux}} = 63720 \times 10^4 \times 9$$

$$I_{f,1} = 573480 \times 10^4 \text{ mm}^4 = 0,00573 \text{ m}^4$$

- **File intermédiaire :**

File intermédiaire (6m ; 12m ; 18m ; 24m)

$$I_{f,2} = I_y \times N_{\text{poteaux}} = 63720 \times 10^4 \times 5$$

$$I_{f,2} = 318600 \times 10^4 \text{ mm}^4 = 0,00318 \text{ m}^4$$

• **Calcul de l'inertie total :**

On a :

Nombre de files de rive 2

Nombre de files intermédiaires 4

$$\sum I_j = 0,00573 \times 2 + 0,00318 \times 4 = 0,02418 \text{ m}^4$$

Tableau VI.13 : Distribution de la force sismique (file de rive sens xx)

Niveau	Fi (KN)	I <sub>f,1</sub> (m <sup>4</sup> )	∑I <sub>j</sub> (m <sup>4</sup> )	$Fi \times \frac{I_j}{\sum I_j}$ (KN)
RDC	381,492	0,00573	0,02418	90,4032
Etage 1	550,55	0,00573	0,02418	130,4653
Etage 2	140,679	0,00573	0,02418	33,337

Tableau VI.14 : Distribution de la force sismique (file de intermédiaire sens xx)

Niveau	Fi (KN)	I <sub>f,1</sub> (m <sup>4</sup> )	∑I <sub>j</sub> (m <sup>4</sup> )	$Fi \times \frac{I_j}{\sum I_j}$ (KN)
RDC	381,492	0,00318	0,02418	50,17
Etage 1	550,55	0,00318	0,02418	72,405
Etage 2	/	/	/	/

**b) Suivant yy (sens transversal)**

• **Calcul de l'inertie pour chaque file :**

D'après la disposition des poteaux, l'inertie qui convient à cette direction est :

$$I_z = 9465 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

- **File de rive et file intermédiaire :**

File de rive (0m ; 48m)

File intermédiaire (12m ; 24m ; 36m)

$$I_{f,1} = I_z \times N_{\text{poteaux}} = 9465 \times 10^4 \times 6$$

$$I_{f,1} = 56790 \times 10^4 \text{ mm}^4 = 0,0005679 \text{ m}^4$$

- **File intermédiaire :**

File intermédiaire (6m ; 18m ; 30m ; 42m)

$$I_{f,2} = I_z \times N_{\text{poteaux}} = 9465 \times 10^4 \times 2$$

$$I_{f,2} = 18930 \times 10^4 \text{ mm}^4 = 0,000189 \text{ m}^4$$

• **Calcul de l'inertie total :**

On a :

Nombre de files de rive 2

Nombre de files intermédiaires avec poteaux intermédiaires 3

Nombre de files intermédiaires sans poteaux intermédiaires 4

$$\sum I_j = 0,0005679 \times 5 + 0,000189 \times 4 = 0,003595 \text{ m}^4$$

**Tableau VI.15 : Distribution de la force sismique (file de rive sens xx)**

Niveau	Fi (KN)	I <sub>i,1</sub> (m <sup>4</sup> )	∑I <sub>j</sub> (m <sup>4</sup> )	$F_i \times \frac{I_j}{\sum I_j}$ (KN)
RDC	381,492	0,0005679	0,003595	60,264
Etage 1	550,55	0,0005679	0,003595	86,97
Etage 2	140,679	0,0005679	0,003595	22,223

**Tableau VI.16 : Distribution de la force sismique (file de intermédiaire sens yy)**

Niveau	Fi (KN)	I <sub>i,1</sub> (m <sup>4</sup> )	∑I <sub>j</sub> (m <sup>4</sup> )	$F_i \times \frac{I_j}{\sum I_j}$ (KN)
RDC	/	/	/	/
Etage 1	/	/	/	/
Etage 2	140,679	0,000189	0,003595	7,396

**F) Vérification de la résistance du poteau au cisaillement :**

**a) Suivant l'axe xx (sens longitudinal)**

$$V_x(\max) = 254,2055 \text{ KN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma m_0} = \frac{11222 \times (235 / \sqrt{3})}{1,1} = 1384,155 \text{ KN}$$

$$V_{plyRd} > V_x$$

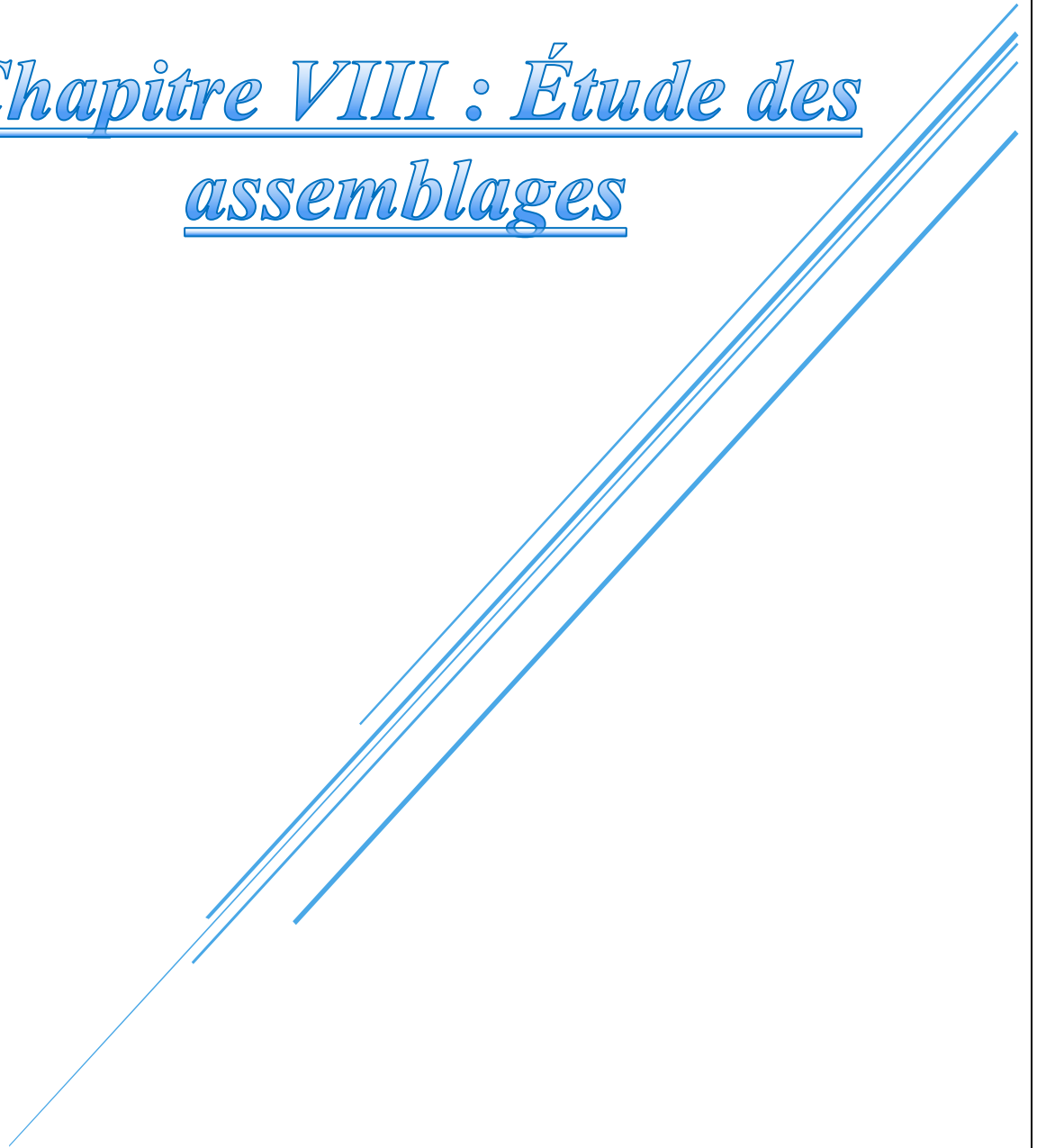
**b) Suivant l'axe yy (sens transversal)**

$$V_y(\max) = 169,457 \text{ KN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma m_0} = \frac{6578 \times (235 / \sqrt{3})}{1,1} = 811,35 \text{ kN}$$

$$V_{plzRd} > V_y$$

# *Chapitre VIII : Étude des assemblages*



### 1) INTRODUCTION :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et solidariser plusieurs pièces entre elles, on assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces (éléments assemblés) sans générer des sollicitations parasites notamment la torsion.

Donc les assemblages de structures en acier permettant d'assurer la continuité entre les éléments tels que les poteaux et les poutres.

Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure, de ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale.

Les assemblages actuellement utilisées en construction métallique peuvent être:

- **Démontable:** présente en générale l'avantage d'une démontrabilité facile (boulon ou vis) ou un peu moins facile (rivets) qui permet la transmission d'effort par contact mécanique.



**Figure VIII.1 : Assemblages démontables**

- **permanents:** Soudage assurant une continuité d'un métal au joint.



**Figure VIII.2 : Assemblage permanent**

## 2) Assemblages de rive (poteaux-traverses):

La liaison poteau traverse est assurée par un assemblage boulonné reliant la platine soudée à la traverse et à la semelle du poteau. 16 boulons M20 de classe HR (10.9) répartis de telle sorte à reprendre les efforts, des raidisseurs formés par des plaques de 10mm d'épaisseur seront mis en place pour renforcer la résistance de l'âme du poteau et de la traverse dans les zones tendues, comprimées et cisillées.

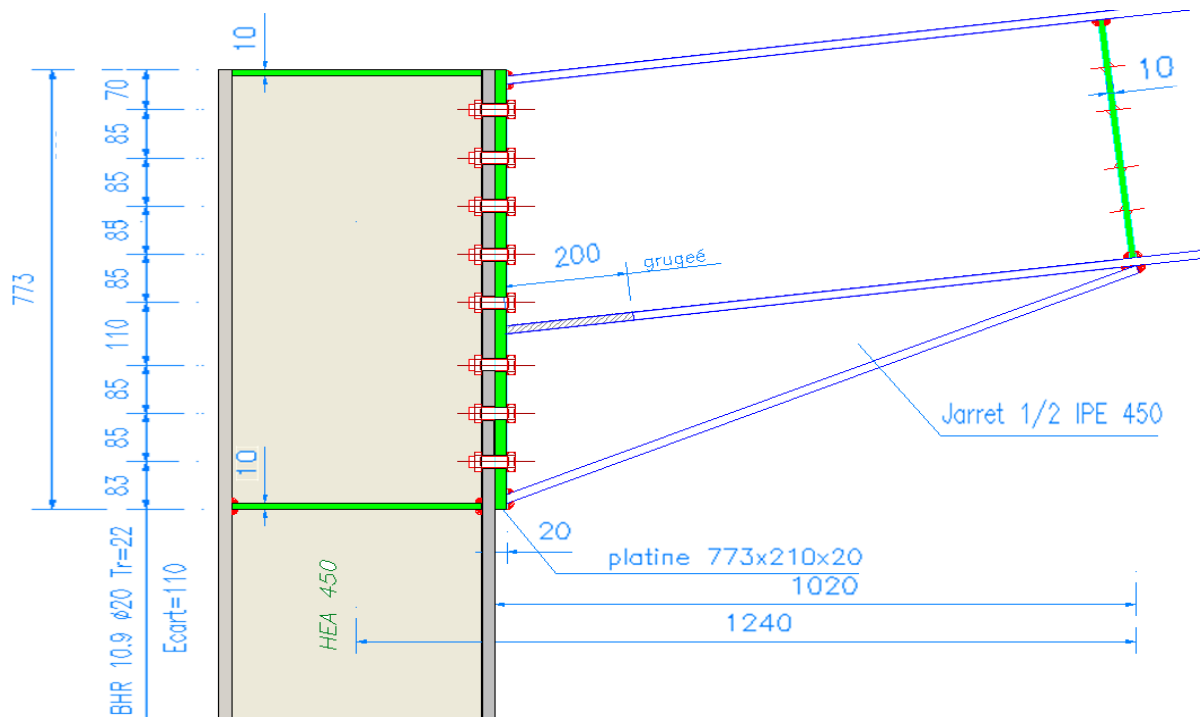


Figure VIII.3 : Assemblage poteau-traverse

### A) La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 16 boulons HR10.9 de diamètre de 20mm, La platine a une épaisseur de 20mm

Le coefficient de frottement  $\mu = 0.3$  (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

### B) Efforts de calcul :

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$M_{y.sd} = 228,41 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -87,51 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 187,59 \text{ kN}$$

C) Les composants de l'assemblage et leurs caractéristiques:

-Poteau HEA450.

Tf = 21mm      tw = 11,5mm      b = 300 mm      h = 440mm

-Traverse IPE450.

-Jarret IPE450.  
Tf = 14,6mm      tw = 9,4mm      b = 190 mm      h = 450mm

Platine : (773×210×20)

D) Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = tf \sqrt{\frac{b}{tw}}$$

$$x = tf \sqrt{\frac{b}{tw}} = 14,6 \times \sqrt{\frac{190}{9,4}} = 65,64 \text{ mm}$$

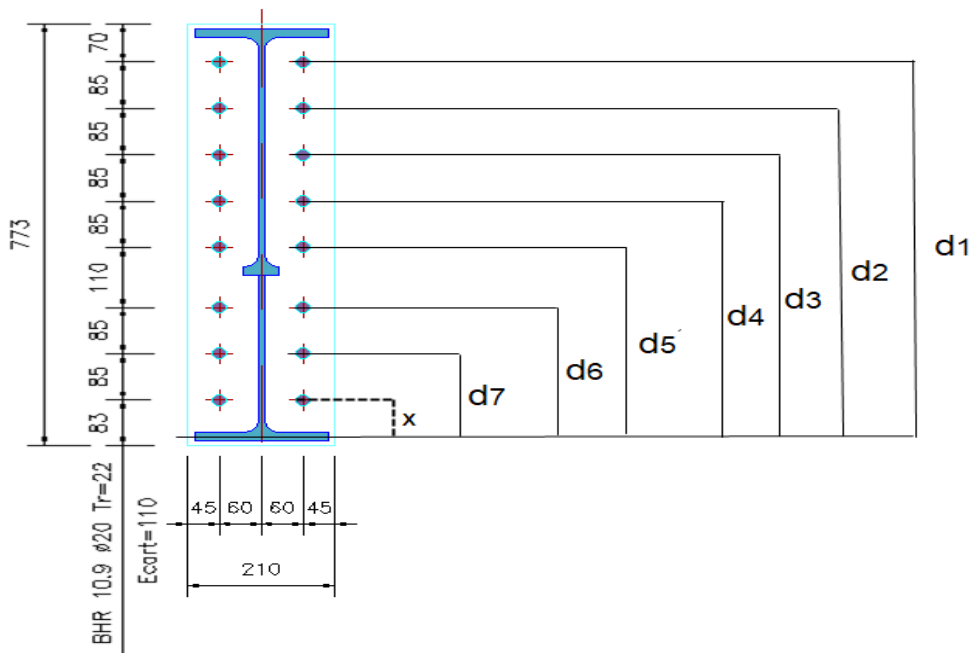


Figure VIII.4 : La disposition des boulons

$$d_7 = 85 + 65,7 = 150,7\text{mm}$$

$$d_6 = 85 \times 2 + 65,7 = 235,7\text{mm}$$

$$d_5 = 85 \times 2 + 65,7 + 110 = 345,7\text{mm}$$

$$d_4 = 85 \times 3 + 65,7 + 110 = 430,7\text{mm}$$

$$d_3 = 85 \times 4 + 65,7 + 110 = 515,7\text{mm}$$

$$d_2 = 85 \times 5 + 65,7 + 110 = 600,7\text{mm}$$

$$d_1 = 85 \times 6 + 65,7 + 110 = 685,7\text{mm}$$

**E) Vérification a la résistance de l'assemblage au moment  $M_{sd}$ :**

$$M_{sd} < M_{Rd}$$

Calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = \frac{N \sum d^2}{d_1} \quad \text{d'ou} \quad N = n \times F_{pc}$$

Avec :

$d_1$  : distance des boulons par rapport au centre de rotation.

$F_{pc}$  : L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons ( $F_{pc} = 0,7 f_{ub} \times A_s$ )

$n$  : est le nombre de boulon par rangé ( $n = 2$ )

$$\sum d_i^2 = (150,7^2 + 235,7^2 + 345,7^2 + 430,7^2 + 515,7^2 + 600,7^2 + 685,7^2) = 1480247,43 \text{ mm}^2$$

Boulon de diamètre 20mm donc :  $A_s = 245\text{mm}^2$  ;  $f_{ub} = 1000\text{N/mm}^2$ .

$$F_{pc} = 0,7 f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5\text{KN}.$$

$$M_{Rd} = \frac{n F_{PC} \sum d^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 1480,24743}{685,7} = 740,447 \text{ KNm}$$

Donc :  $M_{sd} = 228,41 \text{ kNm} < M_{Rd} = 740,447 \text{ KN.m}$  .....vérifiée

**F) Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Par boulons:

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{187,59}{16} = 11,724 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V = \frac{ks \times m \times u \times Fp}{\gamma_{m2}}$$

$K_s = 1$  trou normal (Eurocode 3)  
 $m = 1$  un plan de frottement  
 $\mu = 0,3$  coefficient de frottement

$$V_{Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ KN}$$

$V_{sd} / n = 11,724 \text{ KN} < V_{Rd} = 41,16 \text{ KN} \dots\dots\dots$  vérifiée

**G) Vérification a la résistance du poteau :**

**a) Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :**

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} < F_{c,rd}$$

**a) La résistance de l'âme du poteau :**

$$F_{tRd} = \frac{t_w \times b_e \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$F_{t,rd}$ : Résistance de l'âme du poteau à la traction  
 $t_w$ : épaisseur de l'âme du poteau  
 $b_e$ : entre axe rangées des boulons ( $p = 120\text{mm}$ )

$$F_{tRd} = \frac{11,5 \times 120 \times 235}{1,1} = 294,818 \text{ KN}$$

**b) Effort de cisaillement:**

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{228,41 \times 10^3}{(773 - 20 - 14,6) - 21} = 318,385 \text{ KN}$$

$F_v = 318,385 \text{ KN} < F_{t,Rd} = 294,818 \text{ KN} \dots\dots\dots$  non vérifiée

Les raidisseurs sont nécessaire (soit un raidisseur d'épaisseur de 10mm).

**b) Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :**

Il faut vérifier que :  $N_{sd} < F_{c,rd}$

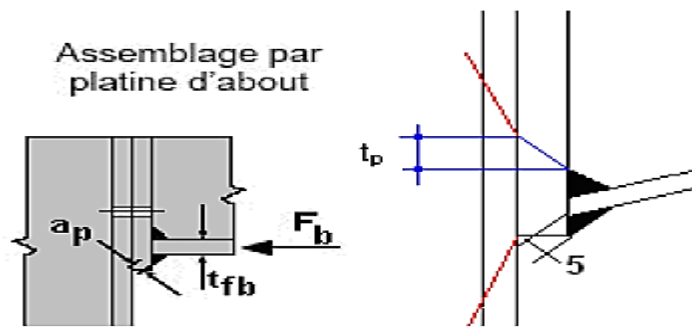


Figure VIII.5 : âme du poteau dans la zone comprimée

➤ La résistance de l'âme du poteau a la compression :

$$F_{c,rd} = \frac{K_c \times \rho \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{1 + 1,3 \left( \frac{b_{eff}}{h} \right)^2}}$$

Avec :

$t_{wc}$  : Epaisseur de l'âme du poteau. (11,5mm)

$h$  : hauteur de la section du poteau. (440mm)

- Calcul de  $K_c$  :

Lorsque :  $\sigma_{c,sd} \leq 0,7f_y \rightarrow K_c = 1$

Lorsque :  $\sigma_{sd} > 0,7f_y \rightarrow K_c = 1,7 - \sigma_{c,sd} / f_y$

$\sigma_{c,sd}$  : la contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times z}{I_y}$$

Avec :

$$z = h_{(HEA 450)} / 2 = 440 / 2 = 220 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c,sd} = \frac{187,59}{178} + \frac{228,41 \times 10^2 \times 22}{63720} = 8,94 \text{ KN/cm}^2$$

$$0,7 f_y = 0,7 \times 23,5 = 16,45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,sd} = 8,94 \text{ KN/cm}^2 < 0,7 f_y = 16,45 \text{ KN/cm}^2$$

Donc :  $K_c = 1$

- Calcul de  $b_{eff}$  :

$$b_{eff} = t_{fb} + 2 \times \alpha_p \sqrt{2} + 5(t_f + r_c) + 2t_p$$

Avec :

$t_{fb}$  : épaisseur de la semelle de la poutre. (14,6mm)  
 $\alpha_p$  : épaisseur de la gorge de la soudure. (Estimée à 5mm)  
 $t_f$  : Epaisseur de la semelle du poteau. (21mm)  
 $r_c$  : rayon de raccordement âme/semelle du poteau. (27mm)  
 $t_p$  : épaisseur de la platine d'extrémité. (20mm)

$$b_{eff} = 14,6 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5(21 + 27) + 2 \times 20$$

$$b_{eff} = 308,742 \text{ mm}$$

- Calcul de  $\rho$

Si  $\lambda_P \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1.0$   
 Si  $\lambda_P > 0,72 \rightarrow \rho = (\lambda_P - 0.2)/\lambda_P^2$

$$\bar{\lambda}_P = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_w \times f_y}{E \times t_w^2}} : \text{élancement réduit de la partie efficace de l'âme}$$

$d_w = 344 \text{ mm}$  (tableau des profilés métallique)

$$\bar{\lambda}_P = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_w \times f_y}{E \times t_w^2}} = 0,932 \sqrt{\frac{308,742 \times 344 \times 235}{2,1 \times 10^5 \times 11,5^2}} = 0,883 > 0,72$$

$$\rho = (\lambda_P - 0,2) / \lambda_P^2 = (0,883 - 0,2) / 0,883^2 = 0,876$$

On aura donc :

$$F_{C,rd} = \frac{K_C \times \rho \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2}} = \frac{1 \times 0,876 \times 308,742 \times 11,5 \times 235}{1,1 \sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{308,742}{440}\right)^2}} = 518,849 \text{ KN}$$

➤ **Effort de cisaillement:**

$$F_{sd} = \sum N_i$$

$$F_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

On a :

$$M_{sd} = 228,41 \text{ kNm}$$

$$\sum d_i^2 = 1480247,43 \text{ mm}^2$$

$$d_7 = 85 + 65,7 = \text{mm}$$

$$d_6 = 85 \times 2 + 65,7 = \text{mm}$$

$$d_5 = 85 \times 2 + 65,7 + 110 = \text{mm}$$

$$d_4 = 85 \times 3 + 65,7 + 110 = \text{mm}$$

$$d_3 = 85 \times 4 + 65,7 + 110 = \text{mm}$$

$$d_2 = 85 \times 5 + 65,7 + 110 = \text{mm}$$

$$d_1 = 85 \times 6 + 65,7 + 110 = \text{mm}$$

$$F_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum di^2} = \frac{228,41 \times 10^3 \times 685,7}{1480247,43} = 105,81 \text{ kN}$$

$$F_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum di^2} = \frac{228,41 \times 10^3 \times 600,7}{1480247,43 \times 10^{-6}} = 92,69 \text{ kN}$$

$$F_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\sum di^2} = \frac{228,41 \times 10^3 \times 515,7}{1480247,43} = 79,575 \text{ kN}$$

$$F_4 = \frac{M_{sd} \times d_4}{\sum di^2} = \frac{228,41 \times 10^3 \times 430,7}{1480247,43} = 66,459 \text{ kN}$$

$$F_5 = \frac{M_{sd} \times d_5}{\sum di^2} = \frac{228,41 \times 10^3 \times 345,7}{1480247,43} = 53,343 \text{ kN}$$

$$F_6 = \frac{M_{sd} \times d_6}{\sum di^2} = \frac{228,41 \times 10^3 \times 235,7}{1480247,43} = 36,37 \text{ kN}$$

$$F_7 = \frac{M_{sd} \times d_7}{\sum di^2} = \frac{228,41 \times 10^3 \times 150,7}{1480247,43} = 23,254 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = \sum Fi = 457,501 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = 457,501 \text{ kN} < F_{c,rd} = 518,849 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire d'utiliser un raidisseur.

**c) Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F_{v,sd} < F_{v,Rd}$$

➤ **Calcul de  $F_{v,Rd}$  :**

$$F_{v,Rd} = 0,58 \times fy \times h \times tw / \gamma_{m0} = 0,58 \times 235 \times 440 \times 11,5 / 1,1 = 626,98 \text{ kN}$$

➤ **L'effort de cisaillement  $F_{v,sd}$**

$$F_{v,sd} = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{228,41 \times 10^3}{(773 - 20 - 14,6) - 21} = 318,385 \text{ kN}$$

Donc :

$$F_{v,sd} = 318,385 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 626,98 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

### 3) Assemblages de rive faitage:

L'assemblage du faitage est souvent conçu de même manière que l'assemblage au niveau de la tête du poteau comme le montre la figure suivante. dans notre cas l'assemblage est constitué de 14 boulons d'un diamètre de 20mm, Une platine d'épaisseur 20mm et un coefficient de frottement  $\nu = 0,3$  Sachant que la traverse et le jarret sont en IPE450, nous vérifions la résistance de cet assemblage sous les différentes sollicitations à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

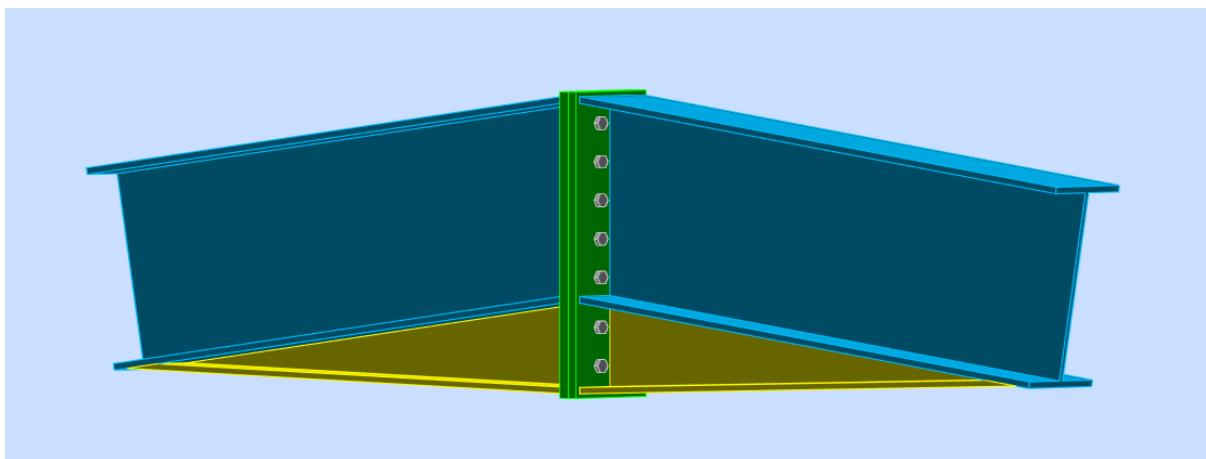
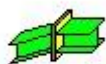


Figure VIII.6 : Assemblage faitage



Robot Structural Analysis Professional 2023

**Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre**  
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio  
**0,15**

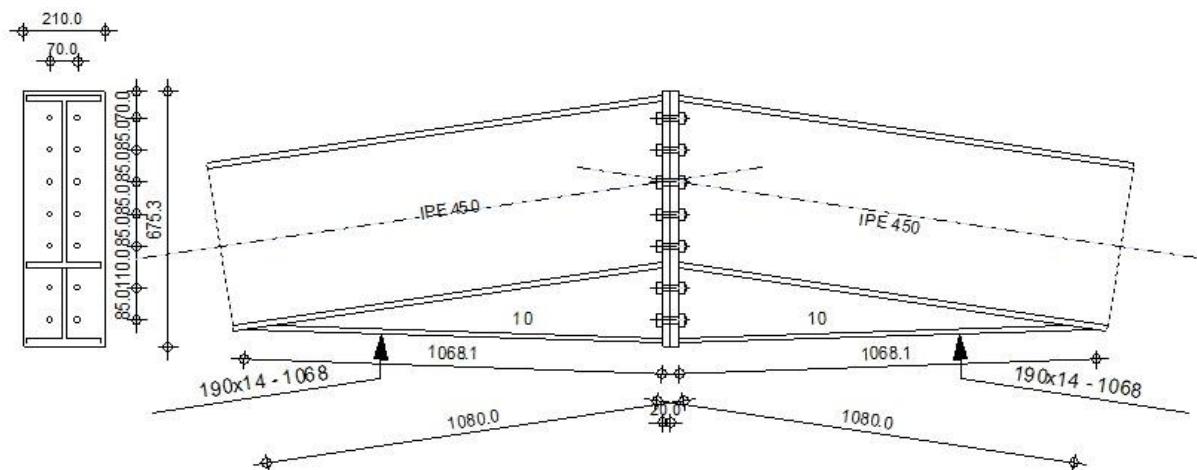


Figure VIII.7 : Détail de l'assemblage faitage

## GENERAL

Assemblage N°: 4  
 Nom de l'assemblage: Poutre - poutre  
 Noeud de la structure: 21  
 Barres de la structure: 17, 18

## GEOMETRIE

### GAUCHE

### POUTRE

Profilé: IPE 450  
 Barre N°: 17

$\alpha =$	-171,3	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	450,0	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbl} =$	190,0	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	9,4	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	14,6	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	21,0	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	98,82	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	33742,90	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E24  
 $f_{yb} = 2350,000$  [daN/cm<sup>2</sup>] Résistance

### DROITE

## **POUTRE**

Profilé:	IPE 450		
Barre N°:	18		
$\alpha =$	-8,7	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	450,0	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	190,0	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	9,4	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	14,6	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	21,0	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	98,82	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	33742,90	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yb} =$	2350,000	[daN/cm <sup>2</sup> ]	Résistance

## **BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	16,0	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	11304,000	[daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	70,0	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70,0	[mm]	
Entraxe $p_i =$	85,0; 85,0; 85,0; 85,0; 110,0; 85,0	[mm]	

## **PLATINE**

$h_{pr} =$	675,3	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	210,0	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20,0	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E24		
$f_{ypr} =$	2350,000	[daN/cm <sup>2</sup> ]	Résistance

## **JARRET INFÉRIEUR**

$w_{rd} =$	190,0	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	14,0	[mm]	Épaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	200,0	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	10,0	[mm]	Épaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	1080,0	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	1,9	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E24		
$f_{ybu} =$	2350,000	[daN/cm <sup>2</sup> ]	Résistance

## SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	7,0	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	11,0	[mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5,0	[mm]	Soudure horizontale

## COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

## EFFORTS

### Etat limite: ultime

Cas: 25: 1,35G+1,35Q+1,35N (1+2+3) \*1.35

$M_{b1,Ed} = 1032,711$  [daN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -18853,161$  [daN] Effort axial dans la poutre droite

## RESULTATS

### RESISTANCES DE LA POUTRE

#### COMPRESSION

$A_b = 98,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 232227,000$  [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

#### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701,79$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 39992,06$  [daN\* m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

#### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{el} = 2136,92$  [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{el} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 50217,665$  [daN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

#### FLEXION AVEC EFFORT AXIAL AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$n = 0,08$  Rapport de l'effort axial à la résistance de la section EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)]

$M_{Nb,Rd} = M_{cb,Rd} (1 - n)$

$$M_{Nb,Rd} = 46140,78 \text{ [daN*m Résistance réduite (effort axial) de la section à la flexion]} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.9.2.(1)]}$$

**AILE ET AME EN COMPRESSION**

$$M_{cb,Rd} = 50217,665 \text{ [daN*m Résistance de calcul de la section à la flexion]} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 640,9 \text{ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 78358,594 \text{ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

**AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE**

Pression diamétrale:

$$\beta = 8,7 \text{ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 1,9 \text{ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 284,8 \text{ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 50,84 \text{ [cm}^2\text{] Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,86 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 248,74 \text{ [daN/cm}^2\text{] Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 291236,792 \text{ [daN] Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wb} = 378,8 \text{ [mm] Hauteur de l'âme comprimée} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_p = 1,09 \text{ Elancement de plaque} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\rho = 0,75 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 218270,185 \text{ [daN] Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \cdot \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 78137,500 \text{ [daN] Résistance de l'aile du renfort} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 78137,500 \text{ [daN] Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

**PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE**

**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT**

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	22,4	-	70,0	-	85,0	140,6	179,0	140,6	179,0	155,3	133,0	133,0	133,0
2	22,4	-	70,0	-	85,0	140,6	177,0	140,6	177,0	170,0	85,0	85,0	85,0
3	22,4	-	70,0	-	85,0	140,6	177,0	140,6	177,0	170,0	85,0	85,0	85,0
4	22,4	-	70,0	-	85,0	140,6	177,0	140,6	177,0	170,0	85,0	85,0	85,0
5	22,4	-	70,0	-	97,5	140,6	177,0	140,6	177,0	195,0	97,5	97,5	97,5
6	22,4	-	70,0	-	97,5	140,6	177,0	140,6	177,0	195,0	97,5	97,5	97,5
7	22,4	-	70,0	-	85,0	140,6	177,0	140,6	177,0	155,3	131,0	131,0	131,0

- m – Distance du boulon de l'âme
- m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l<sub>eff,cp</sub> – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc</sub> – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1</sub> – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1
- l<sub>eff,2</sub> – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2
- l<sub>eff,cp,g</sub> – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc,g</sub> – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1,g</sub> – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l<sub>eff,2,g</sub> – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION**

$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} )$   
 $N_{j,Rd} = 156275,000$  [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  0,12 < 1,00 vérifié (0,12)

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION**

$F_{t,Rd} = 11304,000$  [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]  
 $B_{p,Rd} = 26419,538$  [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

- F<sub>t,fc,Rd</sub> – résistance de la semelle du poteau à la flexion
- F<sub>t,wc,Rd</sub> – résistance de l'âme du poteau à la traction
- F<sub>t,ep,Rd</sub> – résistance de la platine fléchie à la flexion
- F<sub>t,wb,Rd</sub> – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd} )$  [6.2.6.4] , [Tab.6.2]  
 $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.3.(1)]

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	22608,000	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 22608,000$	22608,000	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 31063,008$	31063,008	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,075$	52839,075	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 78358,594$	78358,594	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 78137,500$	78137,500	Ame de la poutre - compression

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	22608,000	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 22608,000$	22608,000	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 31063,008$	31063,008	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,075$	52839,075	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 78358,594 - 22608,000$	55750,594	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 78137,500 - 22608,000$	55529,500	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 45216,000 - 22608,000$	22608,000	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 48163,363 - 22608,000$	25555,363	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 19341,255 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	18211,745	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 22608,000$	22608,000	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 31063,008$	31063,008	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,075$	52839,075	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 78358,594 - 41949,255$	36409,340	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 78137,500 - 41949,255$	36188,245	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 40987,055 - 19341,255$	21645,801	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 37553,000 - 19341,255$	18211,745	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 65963,719 - 41949,255$	24014,465	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 66939,863 - 41949,255$	24990,608	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 16074,509 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 16074,509 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4**

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	20113,736	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 22608,000$	22608,000	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 31063,008$	31063,008	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,075$	52839,075	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 78358,594 - 58023,764$	20334,830	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 78137,500 - 58023,764$	20113,736	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 40987,055 - 16074,509$	24912,546	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 37553,000 - 16074,509$	21478,491	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 61480,583 - 35415,764$	26064,819	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 56329,500 - 35415,764$	20913,736	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 86457,247 - 58023,764$	28433,483	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 85716,363 - 58023,764$	27692,599	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 12807,764 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 12807,764 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5**

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	7305,972	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 22608,000$	22608,000	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 31063,008$	31063,008	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,075$	52839,075	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 78358,594 - 70831,528$	7527,066	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 78137,500 - 70831,528$	7305,972	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 42153,751 - 12807,764$	29345,987	Platine d'about - traction - groupe

## CHAPITRE VIII : ÉTUDE DES ASSEMBLAGES

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 40314,250 - 12807,764$	27506,48 6	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 62647,278 - 28882,273$	33765,00 5	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 59090,750 - 28882,273$	30208,47 7	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 83140,806 - 48223,528$	34917,27 8	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 77867,250 - 48223,528$	29643,72 2	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 108117,470 - 70831,528$	37285,94 2	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 107254,113 - 70831,528$	36422,58 5	Ame de la poutre - traction - groupe

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	0,000	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 22608,000$	22608,00 0	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 31063,008$	31063,00 8	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,075$	52839,07 5	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 78358,594 - 78137,500$	221,094	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 78137,500 - 78137,500$	0,000	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 43320,446 - 7305,972$	36014,47 4	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 43075,500 - 7305,972$	35769,52 8	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 63813,974 - 20113,736$	43700,23 8	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 61852,000 - 20113,736$	41738,26 4	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 84307,501 - 36188,245$	48119,25 6	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 80628,500 - 36188,245$	44440,25 5	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 104801,029 - 55529,500$	49271,52 9	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 99405,000 - 55529,500$	43875,50 0	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 129777,693 - 78137,500$	51640,19 3	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 128791,863 - 78137,500$	50654,36 3	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	588,3	22608,000	-	-	22608,000	31063,008	22608,000	52839,075
2	503,3	19341,255	-	-	22608,000	31063,008	22608,000	52839,075
3	418,3	16074,509	-	-	22608,000	31063,008	22608,000	52839,075
4	333,3	12807,764	-	-	22608,000	31063,008	22608,000	52839,075
5	248,3	7305,972	-	-	22608,000	31063,008	22608,000	52839,075
6	138,3	-	-	-	22608,000	31063,008	22608,000	52839,075
7	53,3	-	-	-	22608,000	31063,008	22608,000	52839,075

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>**

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 35838,109 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

**VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N**

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,15 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

**RESISTANCE DES SOUDURES**

$$A_w = 146,70 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 67,01 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 79,69 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 60116,95 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = 208,460 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 208,460 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \text{ Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 0,000 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \text{ Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \text{ Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 416,920 < 3650,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 416,920 < 3650,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 416,920 < 3650,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 208,460 < 2628,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

### RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{\text{wash}} =$	4,0	[mm]	Épaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{\text{head}} =$	12,0	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{\text{nut}} =$	16,0	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	56,6	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	4,4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

### RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	$h_j$	$k_3$	$k_4$	$k_5$	$k_{\text{eff},j}$	$k_{\text{eff},j} h_j$	$k_{\text{eff},j} h_j^2$
					Somme	88,71	3775,16
1	588,3	$\infty$	$\infty$	85,4	4,0	23,65	1391,27
2	503,3	$\infty$	$\infty$	54,6	3,8	19,21	966,84
3	418,3	$\infty$	$\infty$	54,6	3,8	15,97	667,82
4	333,3	$\infty$	$\infty$	54,6	3,8	12,72	423,97
5	248,3	$\infty$	$\infty$	62,6	3,9	9,65	239,57
6	138,3	$\infty$	$\infty$	62,6	3,9	5,37	74,30
7	53,3	$\infty$	$\infty$	84,1	4,0	2,14	11,39

$$k_{\text{eff},j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j^2 / \sum_j k_{\text{eff},j} h_j$$

$$z_{\text{eq}} = 425,5 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j / z_{\text{eq}}$$

$$k_{\text{eq}} = 20,8 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = E z_{\text{eq}}^2 k_{\text{eq}} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = 79278262,570 \quad [\text{daN*m}] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,\text{ini}} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 79278262,570 \quad [\text{daN*m}] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

### Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,\text{rig}} = 11673582,808 \quad [\text{daN*m}] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,\text{pin}} = 233471,656 \quad [\text{daN*m}] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,\text{ini}} \geq S_{j,\text{rig}} \quad \text{RIGIDE}$$

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION AU NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

**REMARQUES**

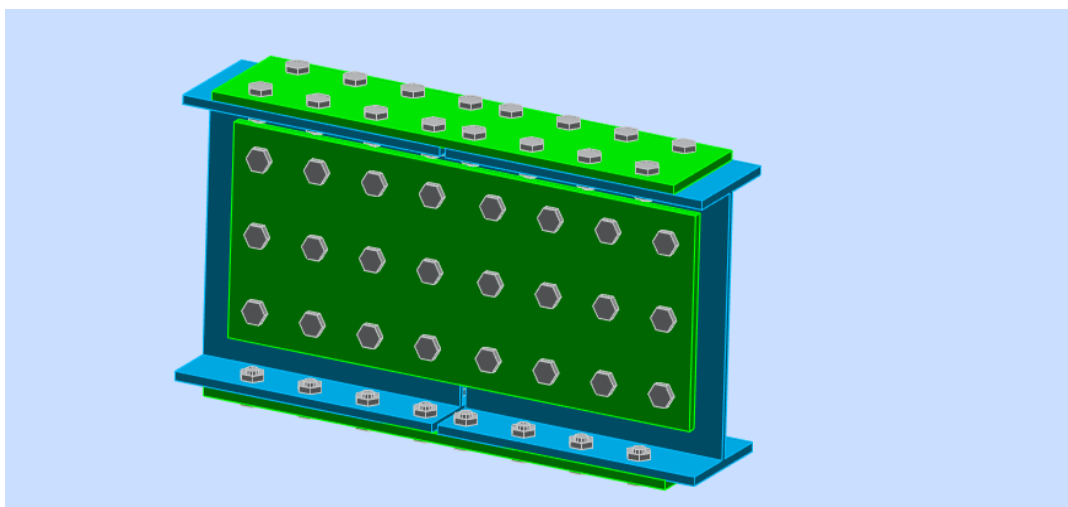
Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 14,0 [mm] < 14,6 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,15

**4) Assemblages traverse-traverse (éclisse):**

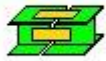
Pour des raisons de transport, les traverses en IPE450 sont réalisées en deux parties qui seront assemblées sur chantier. L'éclisse est réalisée avec 56 boulons M16 de classe (H.R 10.9) et des platines de 25mm d'épaisseur.



**Figure VIII.8 : Assemblage poutre-poutre**

**GENERAL**

Assemblage N°: 5  
Nom de l'assemblage: Epissure de la poutre



Robot Structural Analysis Professional 2023

# Calcul du raccordement de l'épissure de poutre à poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio  
0,16

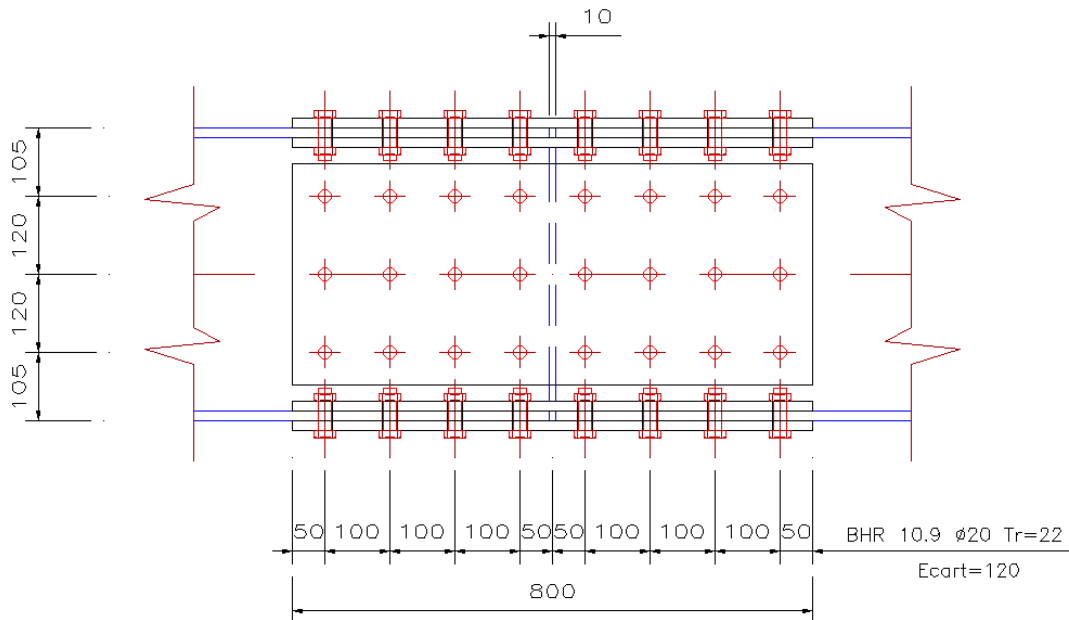


Figure VIII.9 : Détail de l'assemblage Assemblage poutre-poutre

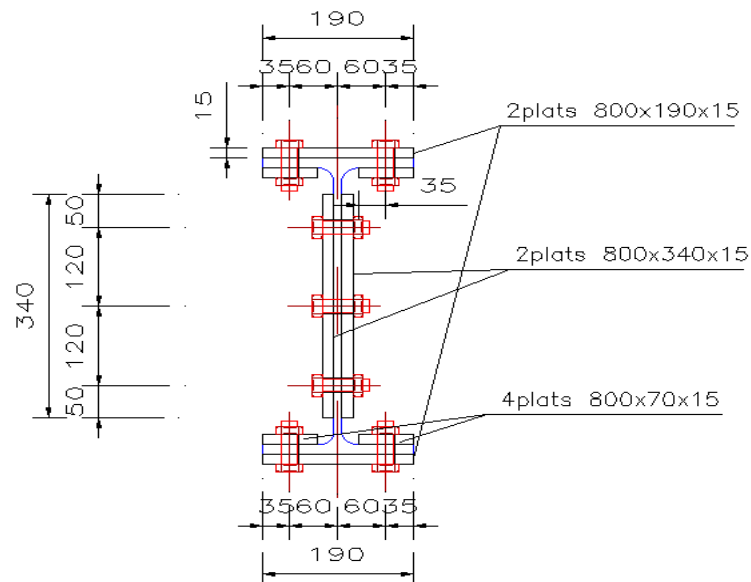


Figure VIII.10 : Détail de l'assemblage Assemblage poutre-poutre

Assemblage N°: 5

### **POUTRE DROITE**

Profilé: IPE 450  
 $h_{b1} = 450,0$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fb1} = 190,0$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb1} = 9,4$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb1} = 14,6$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{b1} = 21,0$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{b1} = 98,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{yb1} = 33742,90$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER E24  
 $f_{yb1} = 2350,000$  [daN/cm<sup>2</sup>] Résistance  
 $f_{ub1} = 3650,000$  [daN/cm<sup>2</sup>]

### **POUTRE GAUCHE**

Profilé: IPE 450  
 $h_{b2} = 450,0$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fb2} = 190,0$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb2} = 9,4$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb2} = 14,6$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{b2} = 21,0$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{b2} = 98,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{yb2} = 33742,90$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER E24  
 $f_{yb2} = 2350,000$  [daN/cm<sup>2</sup>] Résistance  
 $f_{ub2} = 3650,000$  [daN/cm<sup>2</sup>]

### **ÉCLISSE D'AME**

Type: de deux côtés  
 $l_{pw} = 800,0$  [mm] Longueur de la platine  
 $h_{pw} = 340,0$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{pw} = 15,0$  [mm] Épaisseur de la platine  
 Matériau: ACIER E24  
 $f_{ypw} = 2350,000$  [daN/cm<sup>2</sup>] Résistance de calcul  
 $f_{upw} = 3650,000$  [daN/cm<sup>2</sup>] Résistance à la traction

### **PLATINE EXTERNE SUPERIEURE**

$l_{pe} = 800,0$  [mm] Longueur de la platine  
 $h_{pe} = 190,0$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{pe} = 15,0$  [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E24  
 $f_{ype} = 2350,000$  [daN/cm<sup>2</sup>] Résistance de calcul  
 $f_{upe} = 3650,000$  [daN/cm<sup>2</sup>] Résistance à la traction

### **PLATINE EXTERNE INFERIEURE**

$l_{pe} = 800,0$  [mm] Longueur de la platine  
 $h_{pe} = 190,0$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{pe} = 15,0$  [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E24  
 $f_{ype} = 2350,000$  [daN/cm<sup>2</sup>] Résistance de calcul  
 $f_{upe} = 3650,000$  [daN/cm<sup>2</sup>] Résistance à la traction

### **DROITE**

#### **BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AME DE LA POUTRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon  
 Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9                      Classe du boulon  
 $d = 20,0$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 22,0$  [mm] Diamètre du trou de boulon  
 $A_s = 2,45$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 3,14$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $f_{yb} = 9000,000$  [daN/cm<sup>2</sup>] Limite de plasticité du boulon  
 $f_{ub} = 10000,000$  [daN/cm<sup>2</sup>] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 4$                                       Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 3$                                       Nombre de rangées des boulons  
 $e_1 = 50,0$  [mm] Niveau du premier boulon  
 $p_2 = 100,0$  [mm] Ecartement  
 $p_1 = 120,0$  [mm] Entraxe

#### **BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE SUPERIEURE DE LA POUTRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon  
 Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9                      Classe du boulon  
 $d = 20,0$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 22,0$  [mm] Diamètre du trou de boulon  
 $A_s = 2,45$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 3,14$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $f_{yb} = 9000,000$  [daN/cm<sup>2</sup>] Limite de plasticité du boulon  
 $f_{ub} = 10000,000$  [daN/cm<sup>2</sup>] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 1$                                       Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 4$                                       Nombre de rangées des boulons  
 $e_1 = 30,0$  [mm] Niveau du premier boulon

Classe = HR 10.9                      Classe du boulon  
 $p_1 = 100,0$  [mm]                      Entraxe

**BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9                      Classe du boulon  
 $d = 20,0$  [mm]                      Diamètre du boulon  
 $d_0 = 22,0$  [mm]                      Diamètre du trou de boulon  
 $A_s = 2,45$  [cm<sup>2</sup>]                      Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 3,14$  [cm<sup>2</sup>]                      Aire de la section du boulon  
 $f_{yb} = 9000,000$  [daN/cm<sup>2</sup>]                      Limite de plasticité du boulon  
 $f_{ub} = 10000,000$  [daN/cm<sup>2</sup>]                      Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 1$                       Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 4$                       Nombre de rangées des boulons  
 $e_1 = 30,0$  [mm]                      Niveau du premier boulon  
 $p_1 = 100,0$  [mm]                      Entraxe

**GAUCHE**

**BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AME DE LA POUTRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9                      Classe du boulon  
 $d = 20,0$  [mm]                      Diamètre du boulon  
 $d_0 = 22,0$  [mm]                      Diamètre du trou de boulon  
 $A_s = 2,45$  [cm<sup>2</sup>]                      Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 3,14$  [cm<sup>2</sup>]                      Aire de la section du boulon  
 $f_{yb} = 9000,000$  [daN/cm<sup>2</sup>]                      Limite de plasticité du boulon  
 $f_{ub} = 10000,000$  [daN/cm<sup>2</sup>]                      Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 4$                       Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 3$                       Nombre de rangées des boulons  
 $e_1 = 50,0$  [mm]                      Niveau du premier boulon  
 $p_2 = 100,0$  [mm]                      Écartement  
 $p_1 = 120,0$  [mm]                      Entraxe

**BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE SUPÉRIEURE DE LA POUTRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Catégorie d'assemblage A

Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
d =	20,0	[mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	22,0	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	2,45	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	3,14	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> =	9000,000	[daN/cm <sup>2</sup> ]	Limite de plasticité du boulon
f <sub>ub</sub> =	10000,000	[daN/cm <sup>2</sup> ]	Résistance du boulon à la traction
n <sub>h</sub> =	1		Nombre de colonnes des boulons
n <sub>v</sub> =	4		Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> =	30,0	[mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> =	100,0	[mm]	Entraxe

### BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Catégorie d'assemblage A

Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
d =	20,0	[mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	22,0	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	2,45	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	3,14	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> =	9000,000	[daN/cm <sup>2</sup> ]	Limite de plasticité du boulon
f <sub>ub</sub> =	10000,000	[daN/cm <sup>2</sup> ]	Résistance du boulon à la traction
n <sub>h</sub> =	1		Nombre de colonnes des boulons
n <sub>v</sub> =	4		Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> =	30,0	[mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> =	100,0	[mm]	Entraxe

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ <sub>M0</sub> =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ <sub>M2</sub> =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

### EFFORTS

Cas: Calculs manuels

### ÉTAT LIMITE: ULTIME

N <sub>Ed1</sub> =	0,000	[daN]	Effort axial
V <sub>z,Ed1</sub> =	1200,000	[daN]	Effort tranchant
M <sub>y,Ed1</sub> =	-5600,000	[daN*m]	Moment fléchissant
N <sub>Ed2</sub> =	0,000	[daN]	Effort axial




**ÉTAT LIMITE: ULTIME**

$N_{Ed1} = 0,000$  [daN] Effort axial  
 $V_{z,Ed2} = 1200,000$  [daN] Effort tranchant  
 $M_{y,Ed2} = -5600,000$  [daN\*m] Moment fléchissant

**RESULTATS**


Résultats d'un côté de l'assemblage (géométrie et charges symétriques)

**Effort axial**




Platine	$A_i$ [cm <sup>2</sup> ]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i$ [daN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed})$ [daN]	Force résultante $N_{Ed,i}$ [daN]
	$A_{pw} = 102,00$	0,000	-	$N_{Ed,pw} = 0,000$
	$A_{pfue} = 28,50$	0,000	-9131,860	$N_{Ed,pfue} = -9131,860$
	$A_{pfle} = 28,50$	0,000	9131,860	$N_{Ed,pfle} = 9131,860$

$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$   
 $N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$

**Effort tranchant Z**

Platine	$A_i$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_{z,Ed,i}$ [daN]
	$A_{z,pw} = 102,00$	$V_{z,Ed,pw} = 1200,000$

**Moment fléchissant Y**

Platine	$I_{y,i}$ [cm <sup>4</sup> ]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [daN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [daN*m]
	$I_{y,pw} = 9826,00$	-1353,685	$M_{y,Ed,pw} = -1353,685$
	$I_{y,pfue} = 15411,38$	-2123,158	-
	$I_{y,pfle} = 15411,38$	-2123,158	-

$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$

**BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AME DE LA POUTRE**

**RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 30159,2$  [da] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée  
 = 89 [N] d'un boulon  $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la poutre**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $k_{1x} > 0.0$  2,50 > 0,00 **vérifié**

## CHAPITRE VIII : ÉTUDE DES ASSEMBLAGES

$\alpha_{bx} = 0,72$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$   
 $\alpha_{bx} > 0.0$   $0,72 > 0,00$  **vérifié**  
 $F_{b,Rd1x} = 9877,121$  [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

### Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 1.4*(p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**  
 $\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$   
 $\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**  
 $F_{b,Rd1z} = 13724,000$  [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

### Pression du boulon sur la plaquette

#### Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**  
 $\alpha_{bx} = 0,72$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$   
 $\alpha_{bx} > 0.0$   $0,72 > 0,00$  **vérifié**  
 $F_{b,Rd2x} = 31522,727$  [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

#### Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 1.4*(p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**  
 $\alpha_{bz} = 0,76$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$   
 $\alpha_{bz} > 0.0$   $0,76 > 0,00$  **vérifié**  
 $F_{b,Rd2z} = 33181,818$  [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

## ETAT LIMITE: ULTIME

### cisaillement des boulons

$e_0 = 202,5$  [mm] Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons  $e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c - 1) * p_2)$

$M_y = 1110,6$  [daN\*m] Moment fléchissant réel  $M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} * e_0$

$F_{z,Vz} = 100,00$  [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z  $F_{z,Vz} = |V_{z,Ed,pw}| / n_b$

$F_{x,My} = 502,57$  [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x  $F_{x,My} = |M_y| * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{z,My} = 628,21$  [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z  $F_{z,My} = |M_y| * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 502,57$  [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  $F_{x,Ed} = F_{x,My}$

$F_{z,Ed} = 728,21$  [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z  $F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$

$e_0 = 202,5$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5 \cdot (s_1 + (c-1) \cdot p_2)$
$F_{Ed} = 884,803$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd,x} = 9877,121$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 13724,000$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rd,x}$	$ 502,572  < 9877,121$	<b>véridifié</b> (0,05)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rd,z}$	$ 728,215  < 13724,000$	<b>véridifié</b> (0,05)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$884,803 < 30159,289$	<b>véridifié</b> (0,03)

## BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE SUPERIEURE DE LA POUTRE

### RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 15079,645$  [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur l'aile de la poutre

##### Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **véridifié**

$\alpha_{bx} = 0,45$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,45 > 0,00$  **véridifié**

$F_{b,Rd1x} = 9689,091$  [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

##### Direction y

$k_{1y} = 2,12$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$   $2,12 > 0,00$  **véridifié**

$\alpha_{by} = 0,53$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$   $0,53 > 0,00$  **véridifié**

$F_{b,Rd1y} = 9577,520$  [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur la plaquette

##### Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **véridifié**

$\alpha_{bx} = 0,98$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,98 > 0,00$  **véridifié**

$F_{b,Rd2x} = 21568,182$  [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

**Direction y**

$k_{1y} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{by} = 0,53$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$   $0,53 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2y} = 11613,636$  [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

**ETAT LIMITE: ULTIME**

**cisaillement des boulons**

$F_{Ed} = 1179,532$  [daN] Effort tranchant dans le boulon  $F_{Ed} = N_{Ed, pfue} / n_b$

$\beta_{Lf} = 1,00$  Coefficient réducteur pour les assemblages longs  $\beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15*d)/(200*d)))$

$F_{Rd} = 9689,091$  [daN] Résistance résultante de calcul du boulon  $F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$

$|F_{Ed}| \leq \beta_{Lf} * F_{Rd}$   $|-1179,532| < 9689,091$  **vérifié** (0,12)

**BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE**

**RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 15079,645$  [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur l'aile de la poutre**

**Direction x**

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,45$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,45 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 9689,091$  [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

**Direction y**

$k_{1y} = 2,12$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$   $2,12 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{by} = 0,53$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$   $0,53 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1y} = 9577,520$  [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la plaquette**

**Direction x**

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,98$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,98 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2x} = 21568,182$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
<b>Direction y</b>		
$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{by} = 0,53$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,53 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2y} = 11613,636$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

**ETAT LIMITE: ULTIME**

**cisaillement des boulons**

$F_{Ed} = 1179,53$ [daN]	Effort tranchant dans le boulon	$F_{Ed} = N_{Ed,ptle} / n_b$
$\beta_{Lf} = 1,00$	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	$\beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15 \cdot d) / (200 \cdot d)))$
$F_{Rd} = 9689,09$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon	$F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$
$ F_{Ed}  \leq \beta_{Lf} \cdot F_{Rd}$	$ 1179,532  < 9689,091$	<b>vérifié</b> (0,12)

**VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]**

**POUTRE**

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [daN]	$V_{eff,Rd}$ [daN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		27,26	25,43	1200,000 (*1)	74109,056 (*)	0,02	<b>vérifié</b>
2		36,94	3,50	9436,256 (*2)	120696,332 (***)	0,08	<b>vérifié</b>


(\*1)  $V_0 = V_{zEd1}$

(\*2)  $V_0 = N_{filEd}$

(\*)  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(\*\*\*)  $V_{effRd} = 2 \cdot [f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}]$



**ÉCLISSE D'AME**

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [daN]	$V_{eff,Rd}$ [daN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		35,25	40,57	600,000 (*1)	107065,753 (*)	0,01	<b>vérifié</b>

(\*1)  $V_0 = 0.5 \cdot V_{zEd1}$

$$(*) V_{\text{eff,Rd}} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{\text{nt}} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{\text{nv}} / \gamma_{M0}$$

### PLATINE EXTERNE INFERIEURE

Nr	Modèle	A <sub>nv</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>nt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>0</sub> [daN]	V <sub>eff,Rd</sub> [daN]	V <sub>0</sub> /V <sub>eff,Rd</sub>	Etat
1		43,20	18,30	9131,860 (*)	112048,599 (**)	0,08	vérifié
2		86,40	14,70	9131,860 (*)	160149,199 (**)	0,06	vérifié

$$(*) V_0 = N_{\text{fileEd}}$$

$$(**) V_{\text{eff,Rd}} = f_u \cdot A_{\text{nt}} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{\text{nv}} / \gamma_{M0}$$

## VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

### POUTRE

A<sub>t</sub> = 29,63 [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone tendue de la section brute  
 A<sub>t,net</sub> = 23,21 [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction  
 $0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$       0,70 < 0,80

W = 1499,68 [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section  
 W<sub>net</sub> = 1499,68 [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section  
 M<sub>c,Rdnet</sub> = 35242,584 [daN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion      M<sub>c,Rdnet</sub> = W<sub>net</sub> \* f<sub>yp</sub> / γ<sub>M0</sub>  
 |M<sub>0</sub>| ≤ M<sub>c,Rdnet</sub>      |-5600,000| < 35242,584 **vérifié**      (0,16)

A<sub>v</sub> = 42,30 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace en cisaillement      A<sub>v</sub> = h<sub>p</sub> \* t<sub>p</sub>  
 A<sub>v,net</sub> = 36,10 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace nette en cisaillement      A<sub>vnet</sub> = A<sub>v</sub> - n<sub>v</sub> \* d<sub>0</sub> \* t<sub>p</sub>  
 V<sub>pl,Rd</sub> = 57391,504 [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement      V<sub>pl,Rd</sub> = (A<sub>v</sub> \* f<sub>yp</sub>) / (√3 \* γ<sub>M0</sub>)  
 |V<sub>0</sub>| ≤ V<sub>pl,Rd</sub>      |1200,000| < 57391,504 **vérifié**      (0,02)

### ÉCLISSE D'AME

A<sub>t</sub> = 25,50 [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone tendue de la section brute  
 A<sub>t,net</sub> = 22,20 [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction  
 $0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$       0,78 < 0,80

W = 289,00 [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section  
 W<sub>net</sub> = 272,33 [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section  
 M<sub>c,Rdnet</sub> = 6399,855 [daN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion      M<sub>c,Rdnet</sub> = W<sub>net</sub> \* f<sub>yp</sub> / γ<sub>M0</sub>  
 |M<sub>0</sub>| ≤ M<sub>c,Rdnet</sub>      |-555,342| < 6399,855 **vérifié**      (0,09)

A<sub>v</sub> = 51,00 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace en cisaillement      A<sub>v</sub> = h<sub>p</sub> \* t<sub>p</sub>  
 A<sub>v,net</sub> = 41,10 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace nette en cisaillement      A<sub>vnet</sub> = A<sub>v</sub> - n<sub>v</sub> \* d<sub>0</sub> \* t<sub>p</sub>  
 V<sub>pl,Rd</sub> = 69195,430 [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement      V<sub>pl,Rd</sub> = (A<sub>v</sub> \* f<sub>yp</sub>) / (√3 \* γ<sub>M0</sub>)

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |600,000| < 69195,430 \text{ vérifié} \quad (0,01)$$

**PLATINE EXTERNE SUPERIEURE**

$A = 28,50 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 21,90 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 66975,000 \text{ [daN]}$	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 57553,200 \text{ [daN]}$	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -9131,860 \text{ [daN]}$		$F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ -9131,860  < 57553,200$	<b>vérifié</b> (0,16)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -9131,860  < 66975,000$	<b>vérifié</b> (0,14)

**PLATINE EXTERNE INFERIEURE**

$A = 28,50 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 21,90 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 66975,000 \text{ [daN]}$	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 57553,200 \text{ [daN]}$	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = 9131,860 \text{ [daN]}$		$F_{Ed} = N_{Ed,pfi}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ 9131,860  < 57553,200$	<b>vérifié</b> (0,16)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 9131,860  < 66975,000$	<b>vérifié</b> (0,14)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,16

**5) Base de poteau:**

La base du poteau a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts développés dans le poteau, elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau, la connexion entre la platine et les fondations est assurée par les tige d'ancrage, cette dernière a pour but d'empêcher le soulèvement, une bêche d'ancrage a été prévu pour reprendre les efforts de Cisaillement.

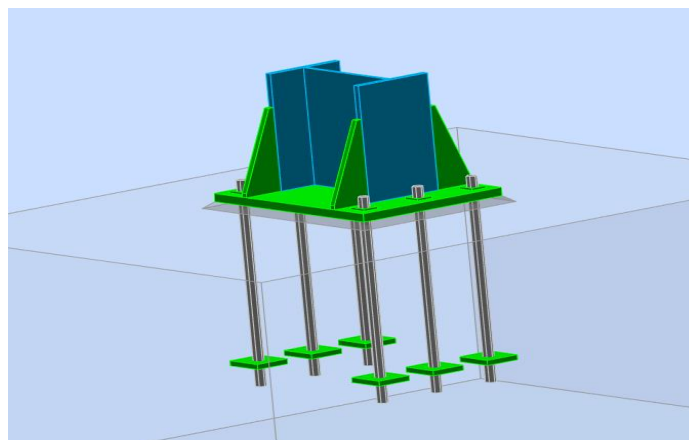


Figure VIII.11 : Assemblage pied de poteau



Robot Structural Analysis Professional 2023

### Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design

Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio  
0,94

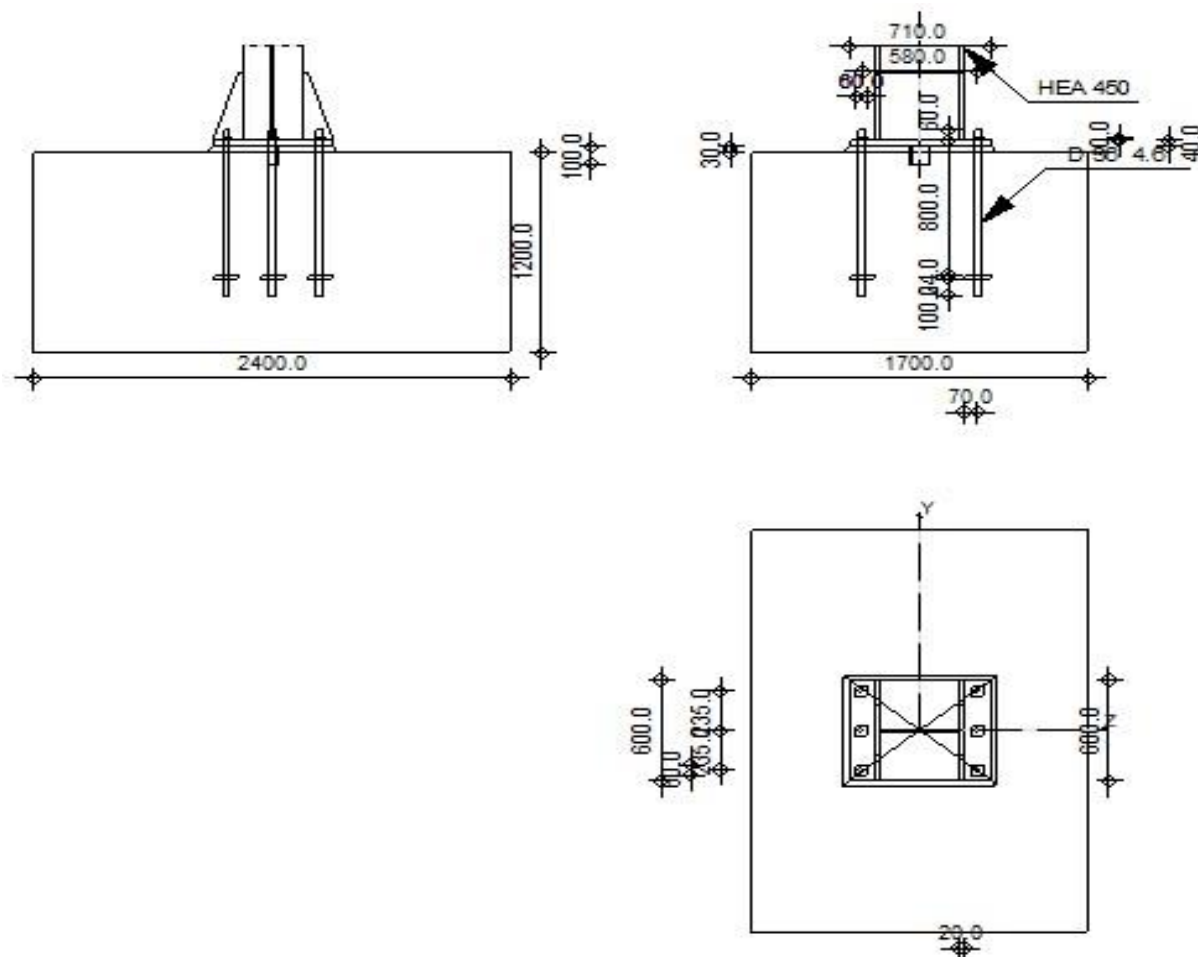


Figure VIII.12 : Détail de l'assemblage Assemblage pied de poteau

## GENERAL

Assemblage N°: 2  
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré  
 Noeud de la structure: 3  
 Barres de la structure: 2

## GEOMETRIE

## POTEAU

Profilé:	HEA 450		
Barre N°:	2		
$L_c =$	12,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	440,0	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300,0	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	11,5	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	21,0	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27,0	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	178,03	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	63721,60	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yc} =$	2350,000	[daN/cm <sup>2</sup> ]	Résistance
$f_{uc} =$	3650,000	[daN/cm <sup>2</sup> ]	Résistance ultime du matériau

## PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	710,0	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	600,0	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	40,0	[mm]	Épaisseur
Matériau:	ACIER E24		
$f_{ypd} =$	2350,000	[daN/cm <sup>2</sup> ]	Résistance
$f_{upd} =$	3650,000	[daN/cm <sup>2</sup> ]	Résistance ultime du matériau

## ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.6	Classe de tiges d'ancrage	
$f_{yb} =$	2400,000	[daN/cm <sup>2</sup> ]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	4000,000	[daN/cm <sup>2</sup> ]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	36,0	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	8,17	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	10,18	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2	Nombre de colonnes des boulons	
$n_V =$	3	Nombre de rangées des boulons	
Ecartement $e_{Hi} =$	580,0	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	235,0	[mm]	

### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60,0	[mm]
$L_2 =$	800,0	[mm]
$L_3 =$	100,0	[mm]

### Plaque d'ancrage

$l_p = 130,0$  [mm] Longueur

$b_p = 130,0$  [mm] Largeur

$t_p = 24,0$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E24

$f_y = 2350,000$  [daN/cm<sup>2</sup>] Résistance

### Platine

$l_{wd} = 60,0$  [mm] Longueur

$b_{wd} = 60,0$  [mm] Largeur

$t_{wd} = 10,0$  [mm] Epaisseur

### BECHE

Profilé: IPE 100

$l_w = 100,0$  [mm] Longueur

Matériau: ACIER E24

$f_{yw} = 2350,000$  [daN/cm<sup>2</sup>] Résistance

### RAIDISSEUR

$w_s = 600,0$  [mm] Largeur

$h_s = 400,0$  [mm] Hauteur

$t_s = 20,0$  [mm] Epaisseur

$d_1 = 20,0$  [mm] Grugeage

$d_2 = 20,0$  [mm] Grugeage

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

### SEMELLE ISOLEE

$L = 1700,0$  [mm] Longueur de la semelle

$B = 2400,0$  [mm] Largeur de la semelle

$H = 1200,0$  [mm] Hauteur de la semelle

### Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 250,000$  [daN/cm<sup>2</sup>] Résistance caractéristique à la compression

### Mortier de calage

$t_g = 30,0$  [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 120,000$  [daN/cm<sup>2</sup>] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

## SOUDURES

$a_p =$	8,0	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	8,0	[mm]	Bêche
$a_s =$	8,0	[mm]	Raidisseurs

## EFFORTS

Cas: 17:  $G+Q+1,2VY (1+2) * 1.00 + 7 * 1.20$

$N_{j,Ed} =$	-82814,475	[daN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-1744,545	[daN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	4204,448	[daN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-7186,150	[daN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	10658,927	[daN*m]	Moment fléchissant

## RESULTATS

### ZONE COMPRIMEE

#### COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	$\frac{166,66}{\gamma}$	[daN/cm <sup>2</sup> ]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1: [3.1.6.(1)]
$f_j =$	$\frac{297,79}{2}$	[daN/cm <sup>2</sup> ]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$		[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	150,7	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	429,7	[mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	647,85	[cm <sup>2</sup> ]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1: [6.7.(3)]
$A_{c1} =$	5830,62	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1: [6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$		[daN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1: [6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$		[daN/cm <sup>2</sup> ]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	2181,90	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	901,50	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	901,50	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$		[daN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	727300,014	[daN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	300499,535	[daN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i} \cdot f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n} = 727300,014$ [daN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 300499,535$ [daN]	Résistance du béton à la flexion $M_z$	[6.2.8.3.(1)]

**AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION**

$CL = 1,00$	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 5735,87$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 134792,945$ [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 419,0$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$		
$F_{c,fc,Rd,y} = 321701,539$ [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} = 3665,53$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 86139,955$ [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 299,5$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$		
$F_{c,fc,Rd,z} = 287611,739$ [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

**RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE**

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 727300,014$ [daN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{C,Rd,y} = 300499,535$ [daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{C,Rd,z} = 287611,739$ [daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,11 < 1,00	vérifié	(0,11)
---------------------------------------	-------------	---------	--------

$e_y = 86,8$ [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 209,5$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 290,0$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 36876,882$ [daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,19 < 1,00	vérifié	(0,19)
---	-------------	---------	--------

$e_z = 128,7$ [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{c,z} = 149,8$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} = 235,0$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 39815,369$ [daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,27 < 1,00	vérifié	(0,27)
---	-------------	---------	--------

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,46 < 1,00	vérifié	(0,46)
--	-------------	---------	--------

## CISAILLEMENT

### PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,5/7$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,5/7$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,5/0$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 59936,84/2$  [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,5/7$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,5/7$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,5/0$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 59936,84/2$  [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

### CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,37$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{2,vb,Rd}$  [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 10,18$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 4000,000$  [daN/cm<sup>2</sup>] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 11986,508$  [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$  Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{RK,s} = 164,896$  [daN\*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 68,0$  [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{RK,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 4041,567$  [daN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

### RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{RK,c} = 28267,408$  [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$  Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{RK,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 26173,526$  [daN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

**ÉCRASEMENT DU BORD DU BETON**

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$**

$V_{Rk,c,y}^0$	102322,6	[daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB
=	44	N]		[9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y}$	0,32		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y}$	1,06		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y}$	0,82		Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y}$	1,00		Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y}$	1,00		Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y}$	1,00		Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc}$	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$				
$F_{v,Rd,c,y}$	13198,335	[daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$**

$V_{Rk,c,z}^0$	45233,7	[daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB
=	74	N]		[9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z}$	1,00		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z}$	1,00		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z}$	1,00		Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z}$	1,00		Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z}$	1,00		Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z}$	1,00		Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc}$	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$				
$F_{v,Rd,c,z}$	20941,562	[daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

**GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$C_{f,d}$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$	82814,475	[daN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$				
$F_{f,Rd}$	24844,342	[daN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

**CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON**

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,y} = 23333,333$  [daN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,z} = 12833,333$  [daN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

### CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 72427,075$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

CEB [9.3.1]

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$$

$$0,02 < 1,00$$

vérifié

(0,02)

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 61927,075$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

CEB [9.3.1]

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$$

$$0,07 < 1,00$$

vérifié

(0,07)

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$$

$$0,09 < 1,00$$

vérifié

(0,09)

### CONTROLE DES RAIDISSEURS

#### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 1893,757$  [daN\*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 25250,09$  [daN] Effort tranchant du raidisseur

$z_s = 99,3$  [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 35622,85$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 31,514$  [daN/cm<sup>2</sup>] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle

EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 181,132$  [daN/cm<sup>2</sup>] Contrainte normale dans les fibres supérieures

EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 315,626$  [daN/cm<sup>2</sup>] Contrainte tangentielle dans le raidisseur

EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 547,588$  [daN/cm<sup>2</sup>] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle

EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,23 < 1,00$$

vérifié

(0,23)

### SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 1606,431$  [daN/cm<sup>2</sup>] Contrainte normale dans la soudure

[4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 1606,431$  [daN/cm<sup>2</sup>] Contrainte tangentielle perpendiculaire

[4.5.3.(7)]

$\tau_{y||} = -9,174$  [daN/cm<sup>2</sup>] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,y}$

[4.5.3.(7)]

$\tau_{z||} = 66,025$  [daN/cm<sup>2</sup>] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,z}$

[4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$  Coefficient dépendant de la résistance

[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,61 < 1,00	<b>vérifié</b>	(0,61)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,94 < 1,00	<b>vérifié</b>	(0,94)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,17 < 1,00	<b>vérifié</b>	(0,17)

### **SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS**

#### **Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	313,849 [daN/cm <sup>2</sup> ]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	313,849 [daN/cm <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	394,533 [daN/cm <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	927,886 [daN/cm <sup>2</sup> ]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,27 < 1,00	<b>vérifié</b>	(0,27)

### **SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS**

#### **Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	743,938 [daN/cm <sup>2</sup> ]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	743,938 [daN/cm <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	564,751 [daN/cm <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	1780,620 [daN/cm <sup>2</sup> ]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,52 < 1,00	<b>vérifié</b>	(0,52)

### **RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**

#### **Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} =$	150,7 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	429,7 [mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$			
$k_{13,y} =$	30,4 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	280,0 [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	60,9 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y} =$	33,6 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	386,0 [mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			
$k_{16,y} =$	3,4 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,68	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	56075608,465 [daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	33453840,000 [daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]

$$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y} \text{ RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,z}$**

$$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$$

$$k_{13,z} = 35,9 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{eff} = 227,5 \text{ [mm]} \text{ Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 60,9 \text{ [mm]} \text{ Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,z} = 27,3 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$L_b = 386,0 \text{ [mm]} \text{ Longueur effective du boulon d'ancrage} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$$k_{16,z} = 3,4 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$\lambda_{0,z} = 1,75 \text{ Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,z} = 33797796,874 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,rig,z} = 4969298,250 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z} \text{ RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

SOUDURES ASSEMBLANT LE FUT DU POTEAU A PLAQUE D'ASSISE

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,94

*Chapitre IX : Protection de*  
*la structure*

A decorative graphic consisting of several parallel blue lines of varying thicknesses, arranged in a diagonal pattern from the bottom-left towards the top-right of the page.

### 1) Introduction :

L'acier est un matériau qui offre l'avantage d'être léger favorisant une rapidité avérée dans le montage et offre l'avantage de franchir de longues portées et par sa nature, facilement modifiable bien que, en contrepartie, il présente certains inconvénients tels que son coût, la corrosion et sa faible résistance au feu. Ceci implique, pour y pallier, de prévoir une protection adéquate telles que les peintures anti rouille pour lutter contre la corrosion ainsi que les peintures intumescentes au titre de protection contre le feu.

### 2) Protection résistante au feu des structures en acier

La température dite critique, pendant une certaine période de temps. Si la température de l'acier ne dépasse pas la température critique, la capacité portante en cas d'incendie est maintenue et les déformations sont limitées. L'exigence de résistance au feu est déterminée par la loi nationale et dépend du type de bâtiment. Selon les normes européennes, la résistance au feu est représentée par des classes, qui sont indiquées par des lettres (le critère) et des chiffres, par exemple 30, 60, 90, 120, 180 ou 240 (la durée exprimée en minutes). Dans le cas des structures porteuses, ces classes sont appelées « R 30 », « R 60 », etc., où R représente la capacité portante de la structure en acier.

Il existe plusieurs solutions pour la protection de structures en acier, telles que :

Revêtement en forme de caisson au moyen de plaques.

Protective membrane horizontal ou vertical au moyen de plaques.

Protection suivant les contours du profilé au moyen de mortiers projetés.

Protection suivant les contours du profilé au moyen de peintures intumescentes

#### A) Peintures intumescentes

Les peintures intumescentes sont des peintures qui réagissent en cas d'exposition à des températures élevées. Alors que ces types de peintures forment une couche mince sèche à l'état froid, en cas d'incendie, ils foisonnent à une épaisse couche de mousse de carbone (expansion moyenne à 50 fois l'épaisseur initiale), qui isole la structure porteuse. Il y a des peintures intumescentes en phase aqueuse et en phase solvant.

Les peintures intumescentes sont livrées dans des seaux et sont appliquées à l'aide d'une machine à projeter airless, à la brosse ou au rouleau. Les systèmes de peinture en phase solvant peuvent être appliqués à l'avance dans l'atelier. Cela a l'avantage que la peinture est appliquée dans des conditions contrôlées, mais le transport des éléments peints à leur position finale dans le bâtiment doit être fait avec beaucoup de soin. À l'heure actuelle, les peintures intumescentes en phase aqueuse sont utilisées plus fréquemment parce que leur utilisation est plus sûre et plus saine.

Les structures protégées par des systèmes de peinture intumescente ne peuvent donc pas être recouvertes de plaques ou d'autres matériaux rigides.

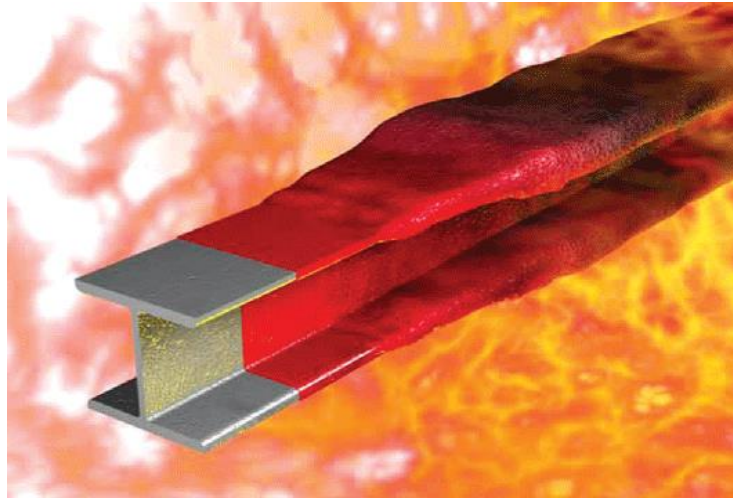


Figure IX.1 : Réaction de peinture intumescente au feu

### B) Plaques résistantes au feu

Les plaques résistantes au feu sont des plaques minérales (en silicates de calcium et/ou de sulfate de calcium) qui sont renforcées par des fibres et des charges. En plus de leurs propriétés résistantes au feu typiques, certaines plaques sont encore optimisées en termes de durabilité, en particulier la résistance à l'humidité. Un avantage majeur des plaques est le fait qu'elles sont produites dans des conditions contrôlées et doivent donc satisfaire à des tolérances strictes pour les propriétés pertinentes, y compris l'épaisseur.

La facilité d'installation de plaques varie considérablement. Alors que certaines plaques n'offrent qu'une faible protection contre le passage des flammes, doivent être montées sur des structures de support complexes (profilés métalliques, clips, vis, colle), demandent beaucoup d'enduisage (enduits, joints, plâtres de finition) et doivent souvent être installées en plusieurs couches, d'autres plaques offrent plus de résistance et peuvent être facilement fixées à l'acier au moyen d'agrafes, à l'aide de cales en biais ou, s'il s'agit de colonnes, simplement sous forme de revêtement en forme de caisson.

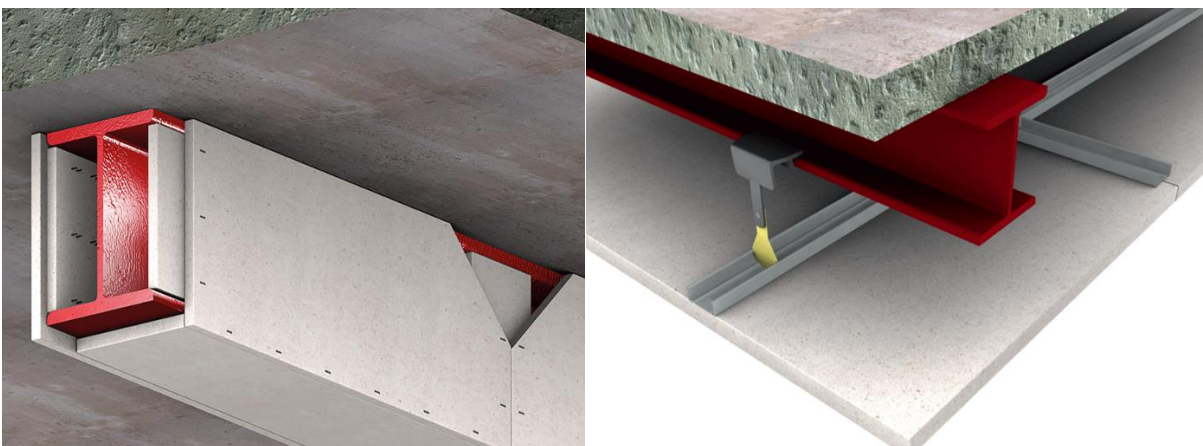


Figure IX.2 : Les plaques résistantes au feu

### C) Les mortiers projetés résistants au feu :

Les mortiers projetés résistants au feu sont habituellement constitués d'un liant (ciment ou gypse), de charges et de fibres. Le mortier projeté est livré sur le chantier sous forme de poudre. La poudre doit être mélangée avec de l'eau pour obtenir un mélange qui peut être projeté. Par conséquent, il faut prévoir l'équipement nécessaire pour malaxer, pomper et projeter le matériau. Les mortiers projetés conviennent particulièrement aux structures où les exigences esthétiques ne sont pas si importantes, bien qu'une application méticuleuse par un spécialiste expérimenté puisse avoir une vue esthétique, qui est parfois préférée par les architectes.

La fonctionnalité d'un mortier projeté résistant au feu dépend fortement de l'application correcte, conformément aux instructions du fabricant.



Figure IX.3 : mortiers projetés résistants au feu

### 3) Protection résistante à la corrosion :

La corrosion d'un métal est la détérioration progressive du matériau causée par une réaction chimique et/ou électrochimique avec l'environnement. C'est un processus naturel qui convertit le métal en une forme chimique stable.

On peut définir la corrosion comme la transformation des métaux en composé divers sous l'action de phénomènes naturels. La dégradation causée par ce phénomène est facile à déceler. Les symptômes en sont une surface oxydée, piquée, laissant apparaître en général des plaques et écailles d'oxydes facilement détachables, d'aspect rouge brun, typique. Dans le cas de l'acier, ce composé adhère mal au métal d'où il est issu et se détache facilement en écailles ; la surface de la section se trouve réduite. La réduction de la section et l'augmentation de contrainte qui en résulte diminuent la résistance de l'élément.

#### A) Protections de surfaces :

##### a) Protection par revêtement non métallique :

La première idée de protection d'un métal de la corrosion consiste à empêcher tout contact entre l'oxygène de l'air, l'eau et le métal, ce qu'on réalise par : peinture, laquage, films plastiques divers, enrobage dans une céramique ou un autre oxyde isolant et passivant. L'inconvénient majeur de ces procédés est lié au phénomène de corrosion par aération différentielle lorsque le métal est mis à nu.

### b) Protection par revêtement métallique.

On dépose une couche d'un autre métal de potentiel électrochimique inférieur au métal qu'il doit protéger. Dans le cas de la protection de l'acier, c'est le zinc qui fut historiquement le premier utilisé et reste encore le plus utilisé de nos jours. Au contact de l'atmosphère, il se recouvre d'une couche protectrice passivant et stable, formant écran. Ce métal se distingue par sa très faible vitesse de corrosion. Autre avantage, le zinc assure la protection électrochimique de l'acier par effet cathodique (pouvoir sacrificiel) en cas de blessure du revêtement. Ce dépôt peut être réalisé :

- soit par électrolyse (électro-zingage par exemple).
- soit par immersion dans un bain de métal fondu (galvanisation dans le cas du zinc : la galvanisation est l'opération qui consiste à recouvrir le fer d'une couche de zinc en le plongeant dans un bain du métal fondu à 450° C. Il se forme un alliage Zn-Fe en surface).
- soit par pulvérisation d'un métal d'apport à l'état fondu : procédé de métallisation (Al, Zn, AL/Zn, ou autre métal ou alliage de métaux).
- soit par pulvérisation d'une peinture /primaire riche en Zinc (PRZ). Pour obtenir l'appellation (PRZ) ce primaire devra contenir plus 80 % en masse de zinc ; le liant pourra être organique ou inorganique.

### c) Protection chimique superficielle.

Le but est toujours d'isoler le fer de l'air humide, mais désormais la couche protectrice est créée par une réaction chimique. Citons notamment la phosphatation (ou parkérisation) des aciers, obtenue en immergeant les pièces dans des bains d'acide phosphorique H<sub>3</sub>PO<sub>4</sub>. Ce traitement induit la création d'un complexe passivant à la surface du métal traité.

## B) Protection cathodique :

Deux moyens aussi efficaces l'un que l'autre sont mis en œuvre pour protéger les structures immergés ou enterrées en fer (ou en acier). Il est nécessaire que le fer soit l'électrode sur laquelle s'effectue une réaction de réduction (protection cathodique). Deux méthodes sont possibles :

### a) Soit grâce à une source de tension extérieure :

On parle de protection par courant imposé (on amène le fer dans sa zone d'immunité ; il faut bien sûr qu'une contre-électrode joue le rôle d'anode). Cette méthode est régulièrement utilisée pour la protection des ouvrages d'art (ponts) dont la conception rend difficile une approche de protection exclusivement par revêtement.

**b) Soit en associant le fer ou l'acier avec un métal plus réducteur que lui (zinc, magnésium ou aluminium) :**

C'est le principe de l'anode sacrificielle. L'anode se dissout progressivement, alors que le fer ou l'acier est protégé. Cette méthode nécessite que l'ouvrage soit immergé en milieu aqueux, ce qui est le cas d'ouvrages portuaires mais rarement pour la majorité des ouvrages de génie civil.

# Conclusion générale

Ce projet m'a donné l'opportunité d'utiliser les connaissances acquises tout au long de mon parcours universitaire, dans le but de traiter un thème très intéressant pour cette dernière étape de ma formation d'ingénieur en génie civil.

L'étude que j'ai menée dans le cadre de ce projet m'a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul numérique des structures.

Au cours de cette étude j'ai parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Les calculs ont permis de déterminer les sections des profilés permettant de garantir la sécurité et la stabilité de l'ouvrage compte tenu des charges qui s'appliquent au cours de sa vie.
- La vérification des ossatures vis-à-vis des instabilités est une étape nécessaire pour un dimensionnement adéquat.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.
- La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.

Enfin, la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base, à savoir, la résistance, la durabilité et l'économie dans le respect des normes.

# Références bibliographiques :

- Charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R-B.C-2.2 ».
  - Le Règlement Algérien Neige et Vent version 2013 « D.T.R C 2-4.7» (pour l'étude climatique).
  - Règle de calcul des structures en acier « EC3. ENV 1993-1-1 ».
  - Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de Mr : DAHMANI Lahlou (professeur au Département de génie civil à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de pré-dimensionnement des éléments, portique, contreventement et les assemblages)
  - Règles parasismiques algériennes « RPA99 / version 2003, D.T.R.-B.C-2.48 ».
  - Règles de calcul des fondations superficielles « D.T.R-B.C-2.331 ».
  - Jean Morel, « Calcul Des Structures Métalliques Selon l'Eurocode 3 », Edition Eyrolles, Paris, Sixième tirage 2005.
- Logiciels :**
- Robot structure 2019.
  - Autocad 2019.
  - SketchUp 2022

# Annexes

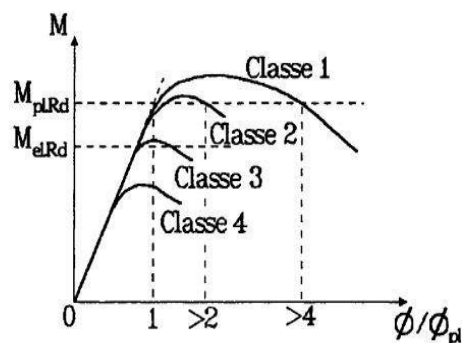
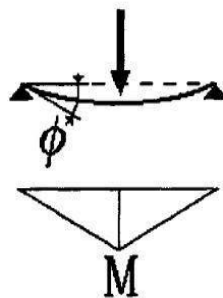
## Catégories de terrain

Catégorie de terrain	$K_T$	$z_0 (m)$	$z_{\min} (m)$	$\varepsilon$
<b>0</b> mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
<b>I</b> Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
<b>II</b> Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins de 20 fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
<b>III</b> Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
<b>IV</b> Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.234	1	10	0.67

## Principe de classification des sections (Flexion simple)

- (1) Quatre classes de sections transversales sont définies:
- Classe 1 - Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
  - Classe 2 - Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
  - Classe 3 - Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
  - Classe 4 - Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets dévoiement local.

(1) C Des lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées ci-dessous, mettant en évidence la résistance et la capacité de rotation qui peuvent être atteintes avant apparition du phénomène de voilement local (correspondant à l'affaissement de la loi de comportement), tout risque de déversement étant empêché.



Activer Windows

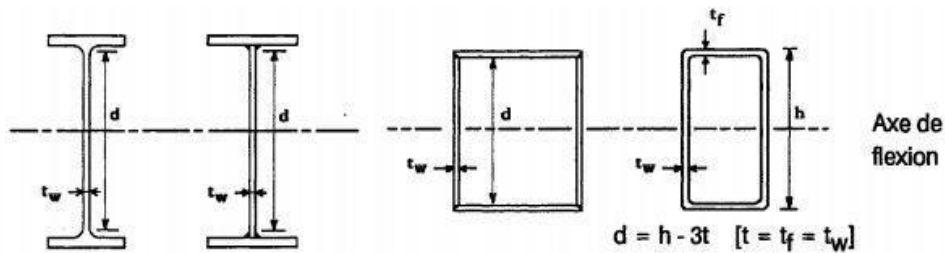
Accédez aux paramètres de l'ordinateur ici

## Rapports largeur/épaisseur maximaux pour âmes

Tableau 5.3.1  
(Feuille 1)

Rapports largeur maximaux pour parois comprimées

(a) Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)



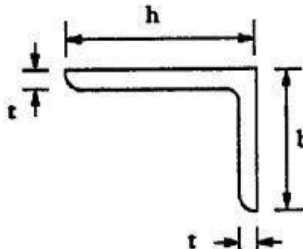
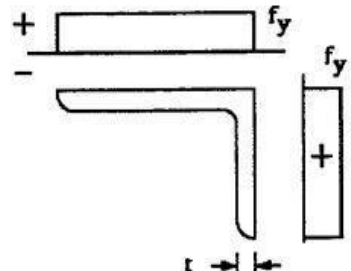
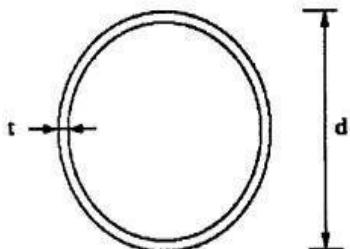
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$  Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$  Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quand $\psi > -1$ : $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33\psi)$  Quand $\psi \leq -1$ : $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) / \sqrt{-\psi}$	
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\varepsilon$	1	0,92	0,81

## Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois de semelles en console

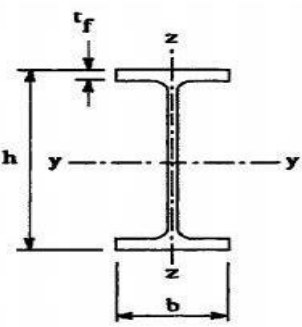
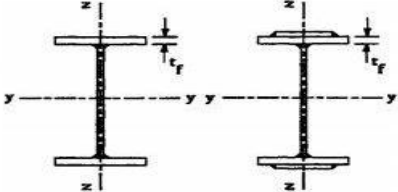
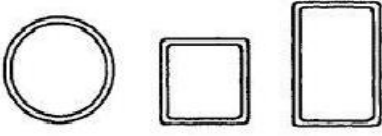
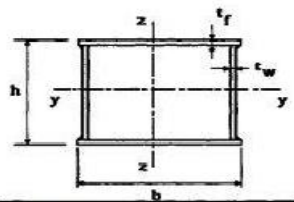
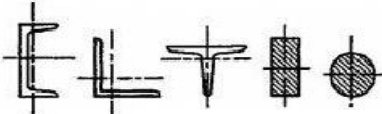
(b) Parois semelles en console :

Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$ $c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$ $c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$ $c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour $k_\sigma$ voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
		$\varepsilon$	1	0,92	0,81

## Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois de semelles en console

<p>d) <u>Cornières</u></p> <p>Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)</p>				<p>(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)</p>	
Classe	Section comprimée				
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)					
(e) <u>Sections tubulaires</u>					
Classe	Section fléchie et/ou comprimée				
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$				
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$				
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$				
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355	
	$\epsilon$	1	0,92	0,81	
	$\epsilon^2$	1	0,85	0,66	

## Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}$ *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}$ *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Valeur du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe  $a$

$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978



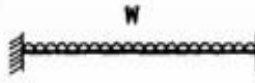

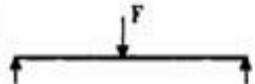
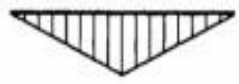
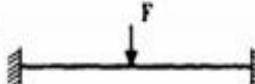

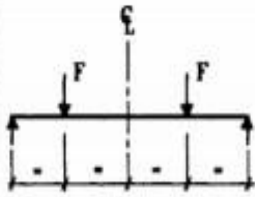

Valeur du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe *b*

$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

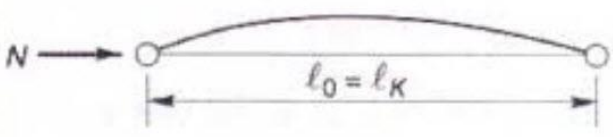
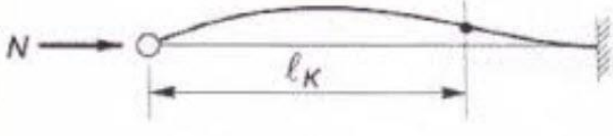
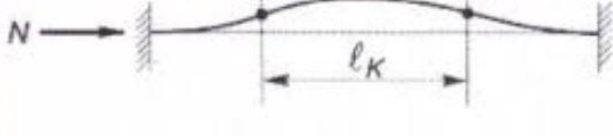
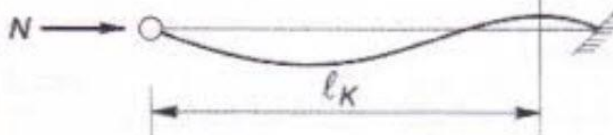


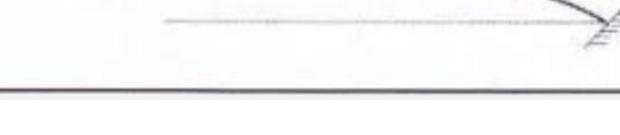
## Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diametre Ø(mm)

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

**Tableau F.1.2** Coefficients  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$ , pour différentes valeurs de  $k$ , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

**Valeur de longueur de flambement en fonction de longueur d'appuis**

Conditions d'appuis	$m$	$l_K$
• Sans déplacements des extrémités		
	1	$l_0$
	2	$0,7 l_0$
	4	$0,5 l_0$
	$1 < m < 2$	$> 0,7 l_0$
• Avec liberté de déplacements aux extrémités		
	$\frac{1}{4}$	$2 l_0$
	1	$l_0$
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 l_0$

## Coefficient de topographie

Site	$C_t$
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

## Coefficient de pression extérieure pour les parois verticales

A		B		C		D		E	
$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	1.0	-0.3	

## Coefficient de pression extérieure pour toiture à deux versants

Pente $\alpha$	Zone pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6	-1.2	-0.6		-0.6	
									+0.2	
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4		-1.0	-1.5
	+0.2		+0.2		+0.2					
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-0.4		-0.5	
	+0.7		+0.7		+0.4					
45°	+0.7		+0.7		+0.6		-0.2		-0.3	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.2		-0.3	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.2		-0.3	

Pente $\alpha$	Zone pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
5°	-1.6	-2.2	-1.3	-2.0	-0.7	-1.2	-0.6	
15°	-1.3	-2.0	-1.3	-2.0	-0.6	-1.2	-0.5	
30°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.8	-1.2	-0.5	
45°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.9	-1.2	-0.5	
60°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	
75°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	

**Valeurs de coefficient de forme en fonction de la pente Pour une toiture simple à deux versants sans obstacles de retenue**

( $\alpha$ ) pente du versant (en °)	$0 \leq \alpha \leq 15$	$15 < \alpha \leq 30$	$30 < \alpha < 60$	$\alpha \geq 60$
Coefficient $\mu_1$	0.8	0.8	$0.8 \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
Coefficient $\mu_2$	0.8	$0.8 + 0.6 \left( \frac{\alpha - 15}{30} \right)$	$1.1 \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

**Valeurs de la section de résistance  $A_s$  des boulons à la traction**

Diamètre nominale du boulon $d(mm)$	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante $A_s(mm^2)$	115	157	192	245	303	353	459	561

**Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier**

Valeur de la limite d'élasticité $f_{yb}$ et de la résistance à la traction $f_{ub}$ des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

**Caractéristique mécanique des boulons HR**

Appellation	$f_{ub}(N/mm^2)$	$f_{yb}(N/mm^2)$
<b>HR 10.9</b>	<b>1000</b>	<b>900</b>
<b>HR 8.8</b>	<b>800</b>	<b>640</b>

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A (mm <sup>2</sup> )	113	201	314	452	573
Section Résistance A <sub>s</sub>	84	157	245	353	459

### Caractéristique des boulons

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P <sub>1</sub> , P <sub>2</sub>	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	P <sub>1</sub> , P <sub>2</sub>	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

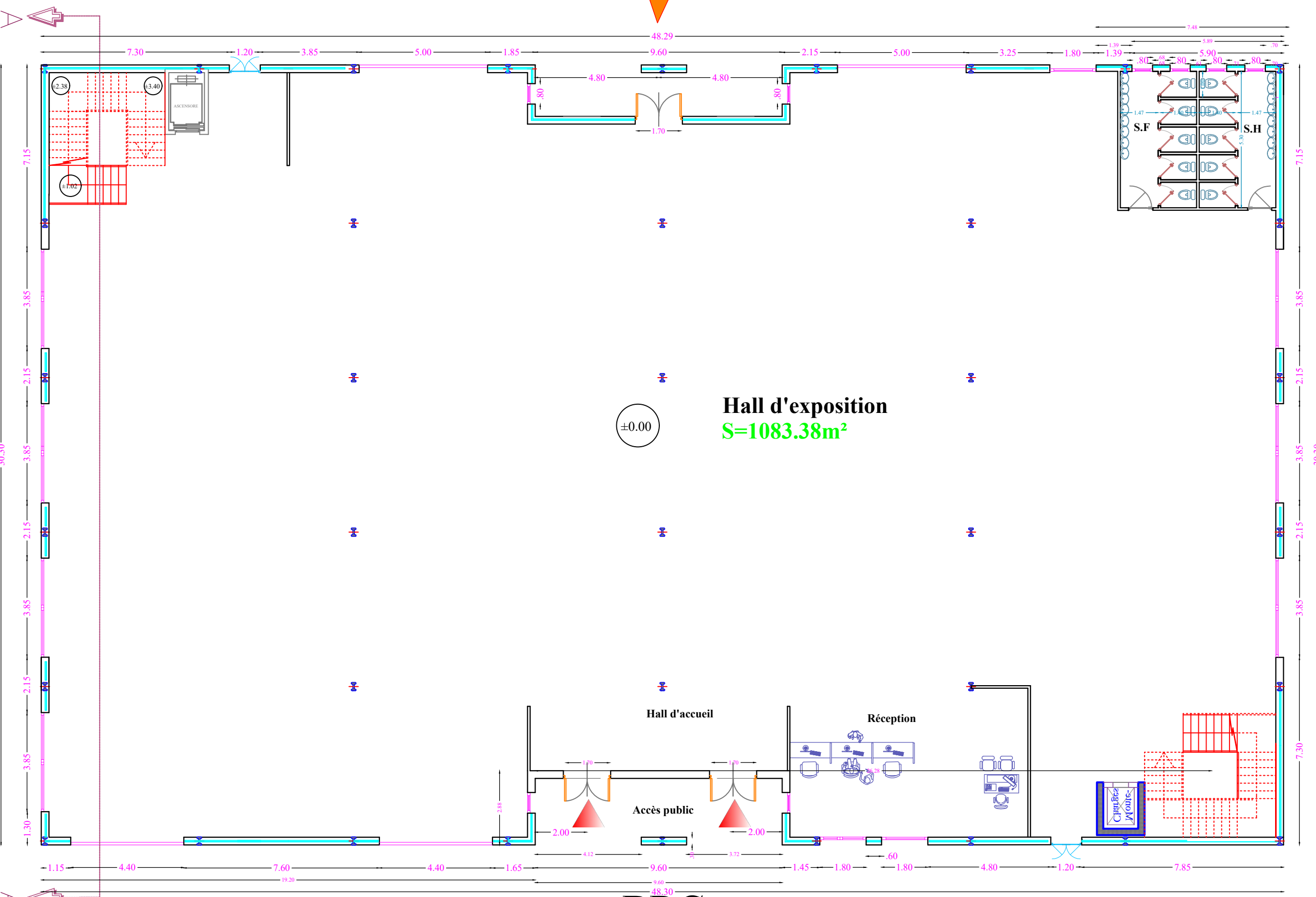
Tableau : entraxe des boulons et pines

Diamètre nominal d <sub>b</sub> (mm)	Aire nominale A (mm <sup>2</sup> )	Aire résistante A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )
14	154	115
16	201	157
18	254	192
22	314	245
22	380	303
24	452	353

Les Dimensions des différents boulons

Accès personnel

Accès personnel

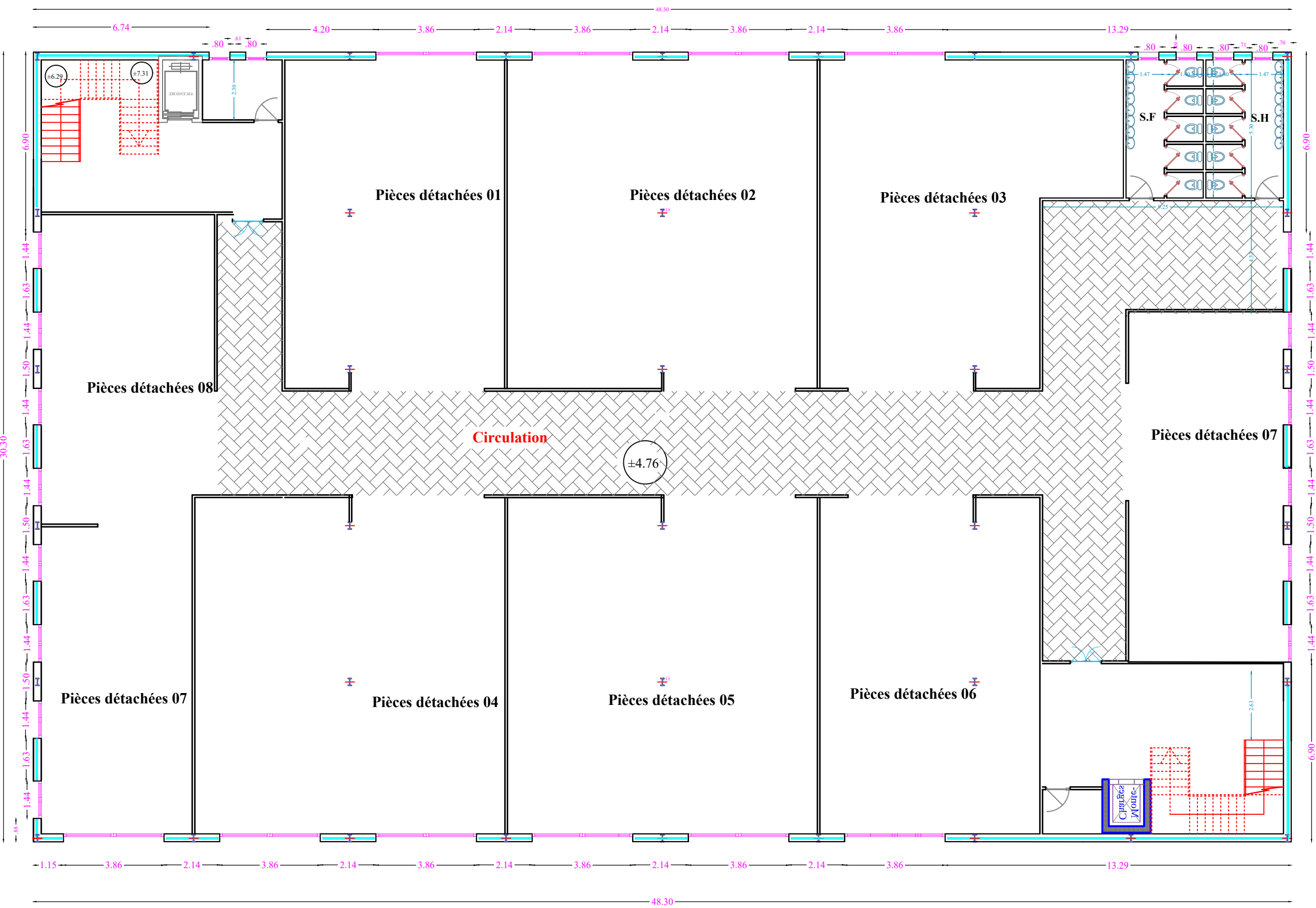


Hall d'exposition  
S=1083.38m<sup>2</sup>

±0.00

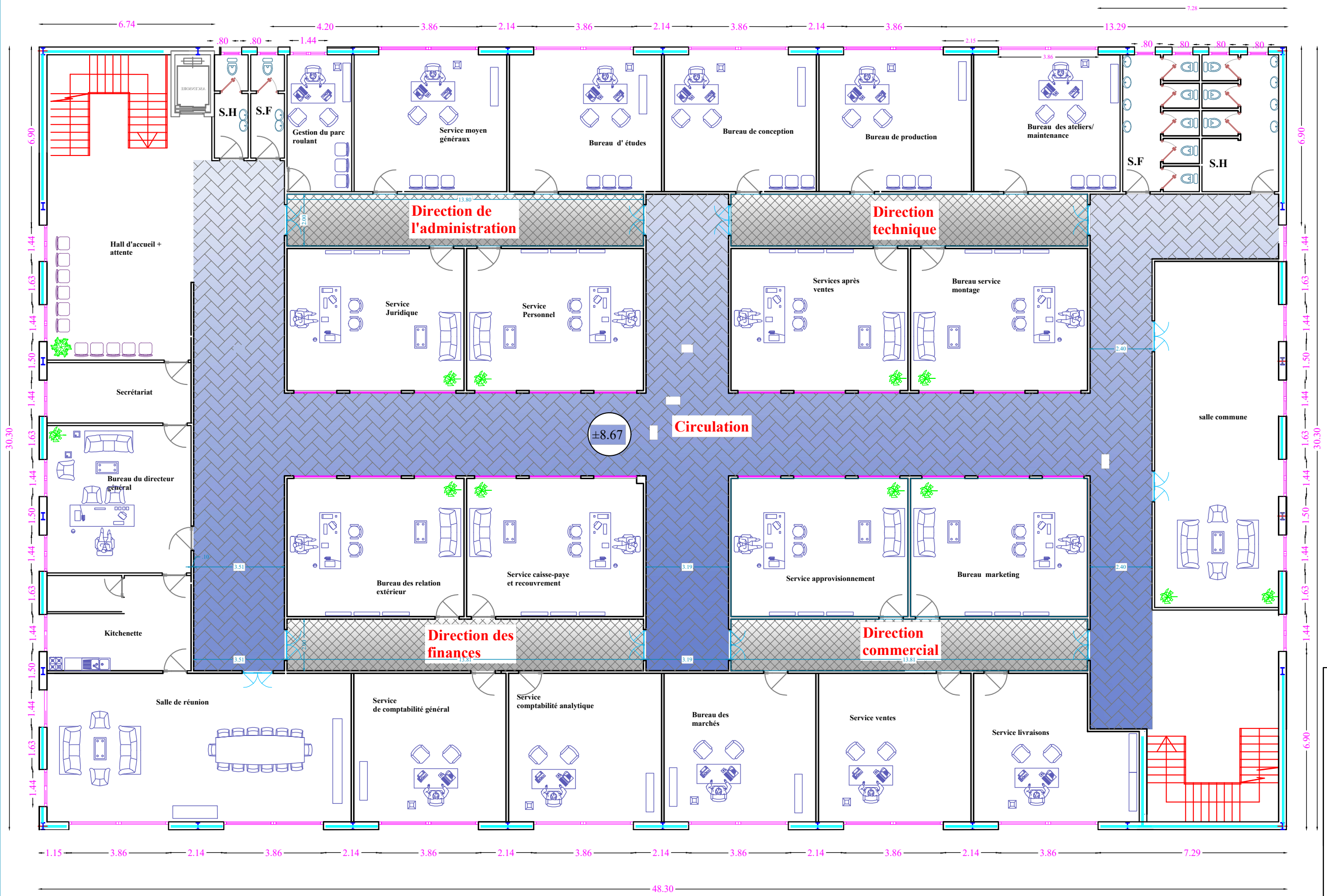
RDC

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Wilaya :	TIZI OUZOU
Daira :	TIZI OUZOU
Commune :	TIZI OUZOU
<b>P R O J E T</b>	UNITE DE FABRICATION ET MONTAGE DU MATERIELS AGRICOLES
	BLOC SHOW ROOM / ADMINISTRATION
LIEU DIT: Zone industriel Oued Aissi lot N° 145d	Propriétaire constructeur EURL LD AZOUAOU
DESIGNATION -Plan du RDC	ECHELLE 1/50
	DATE Janvier 2015
	PLANCHE N°
/S/	



# 1er Etage

REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Wilaya : TIZI OUZOU	
Daïra : TIZI OUZOU	
Commune : TIZI OUZOU	
<b>P R O J E T</b>	<b>UNITE DE FABRICATION ET MONTAGE DU MATERIELS AGRICOLES ET TRACTEURS</b>
	<b>BLOC SHOW ROOM / ADMINISTRATION</b>
	LIEU DIT : Zone industriel Oued Aissi lot N 143a
Propriétaire constructeur : <b>EURL LD AZOUAOU</b>	
DESIGNATION : <b>-1er Etage</b>	ECHELLE : 1/50
	DATE : Janvier 2015
	PLANCHE N°
VISA	

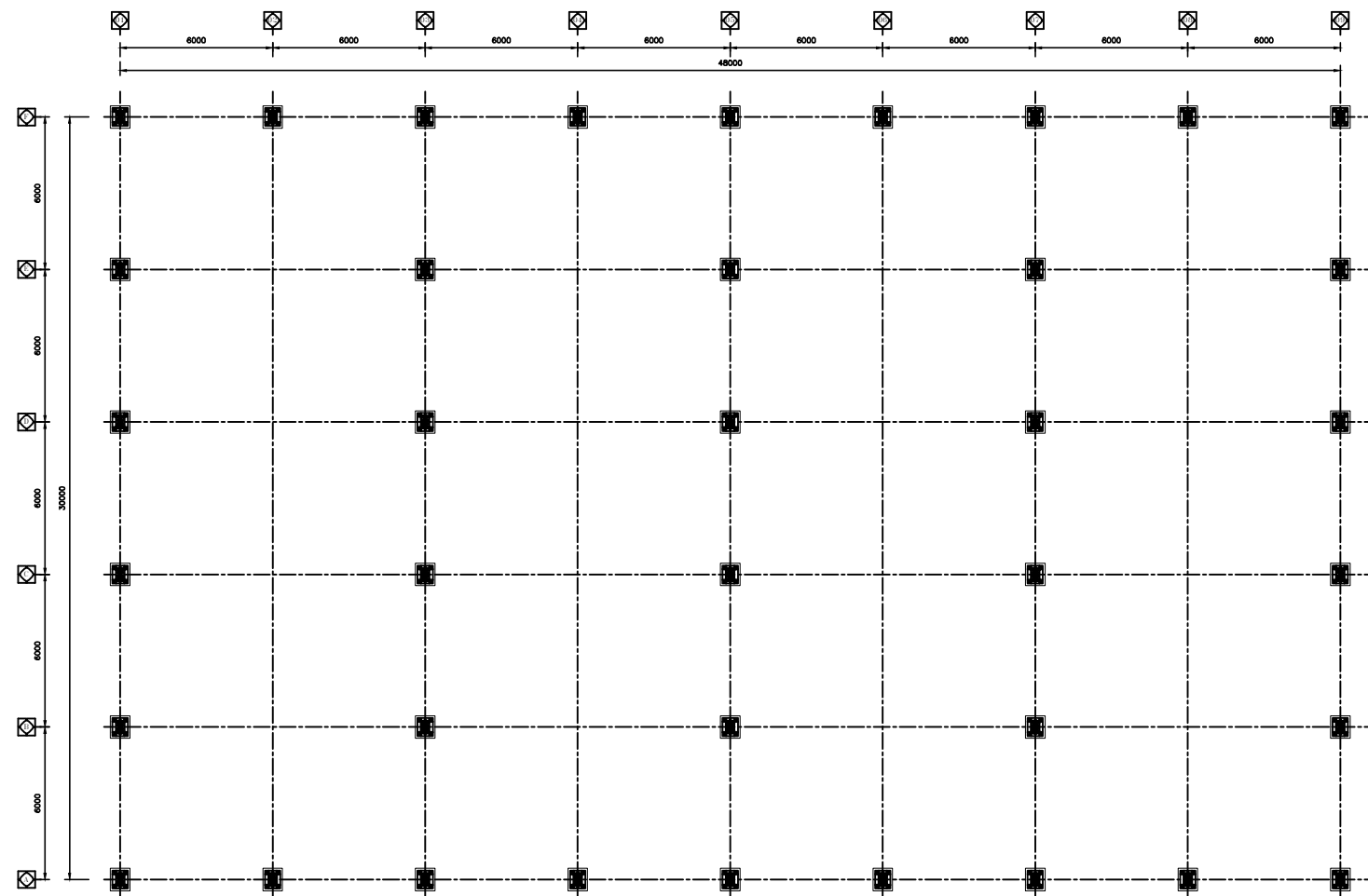


# 2 em Etage

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Wilaya : TIZI OUZOU Daïra : TIZI OUZOU Commune : TIZI OUZOU	
<b>P R O J E T</b>	<b>UNITE DE FABRICATION ET MONTAGE DU MATERIELS AGRICOLES</b>
	<b>BLOC SHOW ROOM / ADMINISTRATION</b>
	LIEU DIT : Zone industriel Oued Aissi lot N 145a Propriétaire constructeur : EURL LD AZOUAOU
DESIGNATION : -2ème Etage	ECHELLE : 1/50 DATE : Janvier 2015 PLANCHE N° :
LISA	

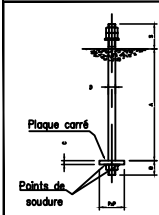
**VUE EN PLAN IMPLANTATION**

ECH: 1/100



**NOTE :**  
 -Les Tiges d'ancrage seront positionner et régler par un topographe avant le coulage du béton.  
 -Peinture anti rouille dans l'atelier.  
 -toutes les cotes sont exprimées en mm.

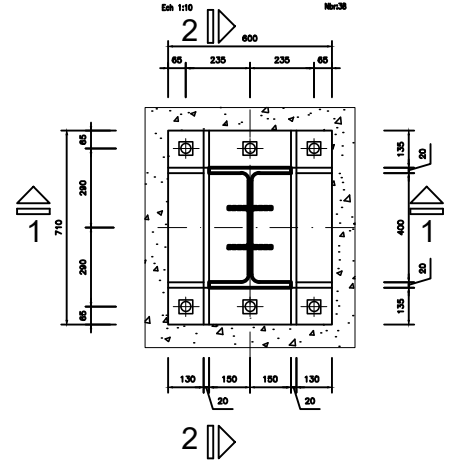
BOULONS TYPE 1 (classe 4.6)							
Désignation	Diamètre (D)	(A)	(B)	(S)	(PxP)	(C)	Nombre
TA.1	36	800	60	100	130	24	228



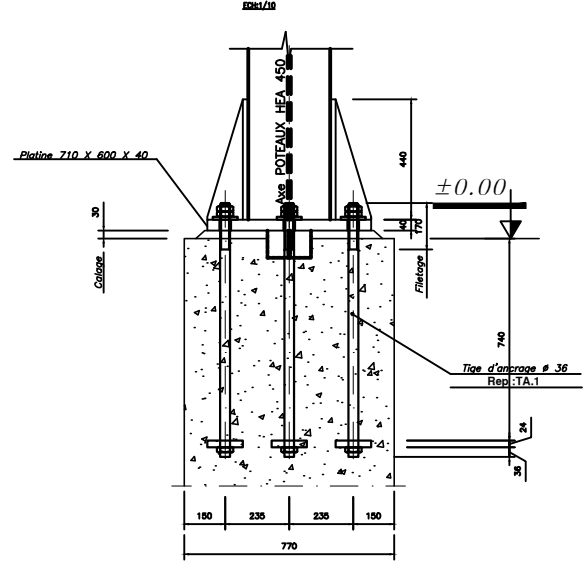
**DETAIL CALES POUR HEA150**

600	1 Pièce tôle aprs 10m/m Rep :C.1
600	2 Pièces tôle aprs 5m/m Rep :C.2
600	2 Pièces tôle aprs 3m/m Rep :C.3
600	2 Pièces tôle aprs 2m/m Rep :C.4

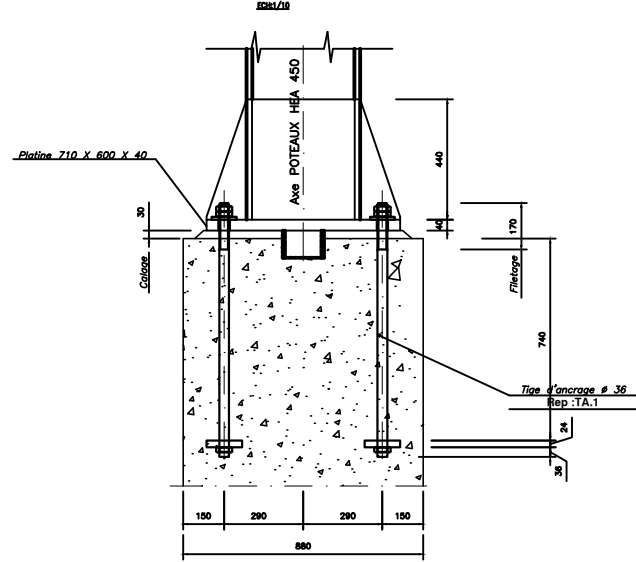
**Detail massif (Fut -1-)**



**COUPE-1-1**



**COUPE-2-2**



NOMENCLATURE						
Rep	Nbre	Désignation	Long/m	Poids kg/m	Poids kg/l	Poids kg/m
TA.1	228	TIGES D'ANCRAGE # 36	0.96	7.39	7.07	1748.88
	228	PLAT 130x130x24mm			3.18	725.84
	76	PLATINE 650x50x10mm			2.96	199.90
	152	PLATINE 650x50x3mm			1.28	199.90
	152	PLATINE 650x50x3mm			0.77	119.34
	152	PLATINE 650x50x2mm			0.61	77.96
Poids total en kg/m						1307.63

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya : TIZI OUZOU  
 Daïra : TIZI OUZOU  
 Commune de : TIZI OUZOU

**P R O J E T**

**UNITE DE FABRICATION ET MONTAGE DU MATERIELS AGRICOLES "BLOC ADMINISTRATION"**

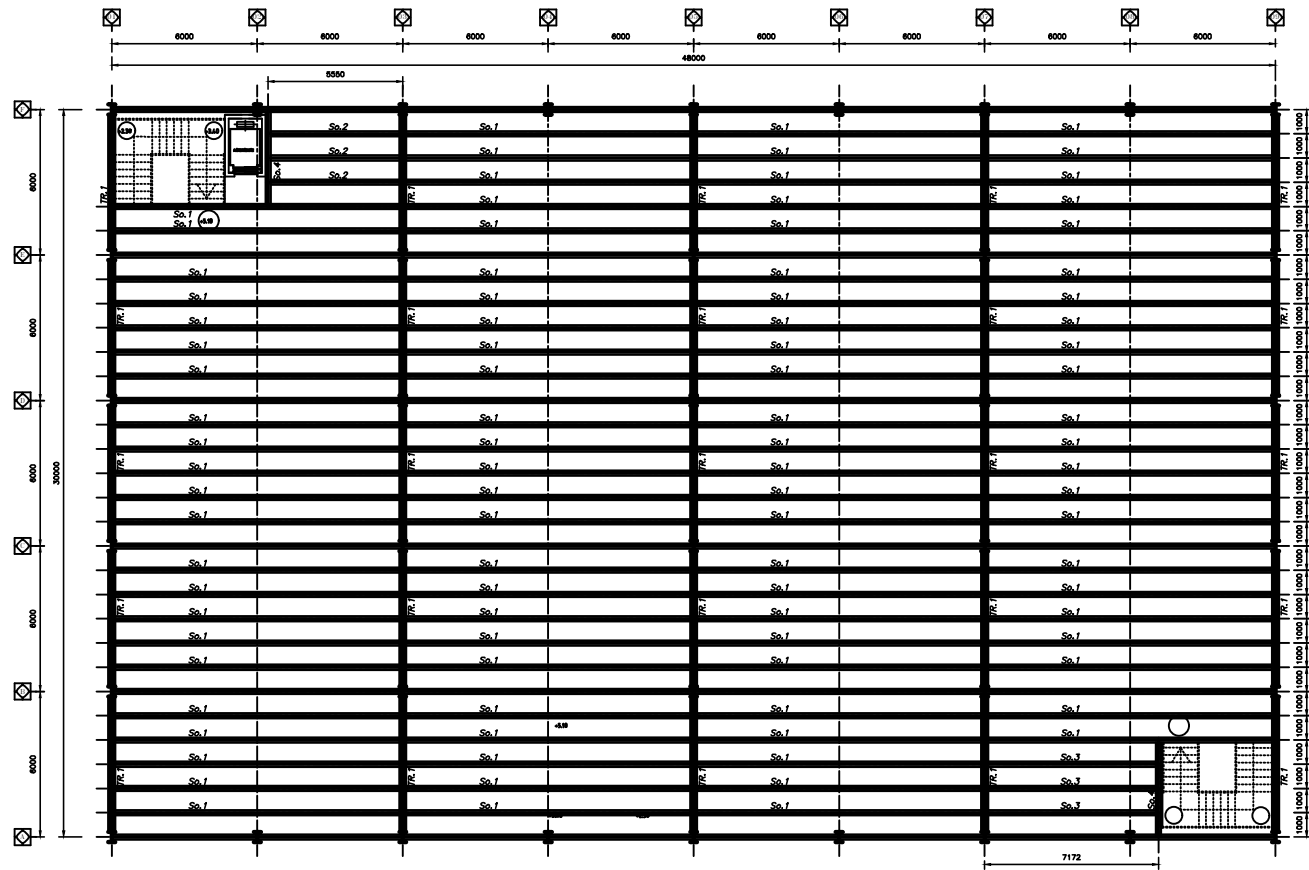
PROJET D'EXECUTION / CHARPENTE METALLIQUE

LIEU DU PROJET: Zone industriel Oued Aissi lot N° 145a  
 PROPRIETAIRE CONSTRUCTEUR: EURL LD AZOUAOU

<b>DESIGNATION:</b>	<b>ECHELLE:</b> 1/100 1/10
<b>VUE ENPLAN IMPLANTATION</b>	<b>DATE:</b> Juillet 2015
	<b>PLANCHE N°:</b> 1/5 1/10

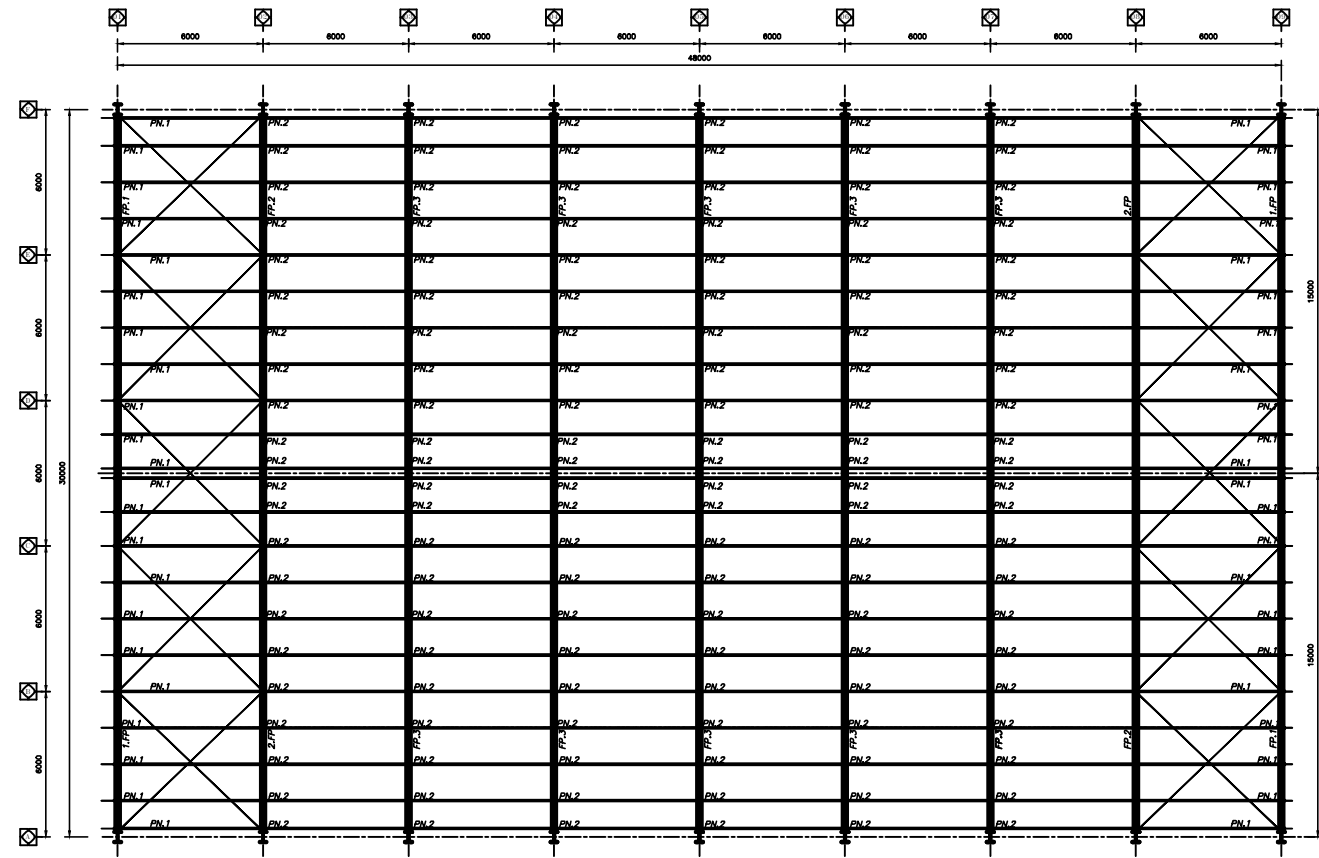
VUE EN PLAN OSSATURE PLANCHER Niv+5100

ECH: 1/100



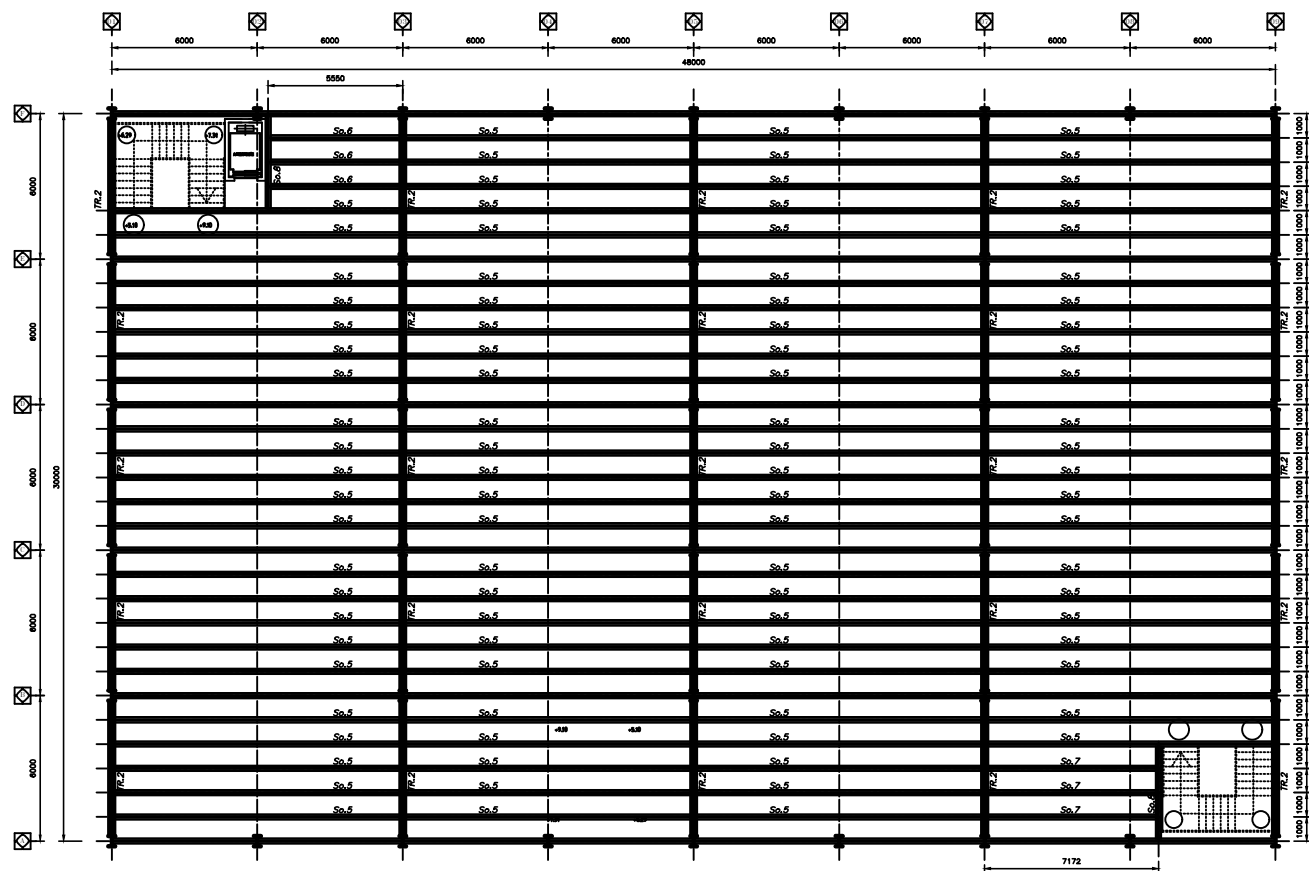
VUE EN PLAN OSSATURE TOITURE

ECH: 1/100



VUE EN PLAN OSSATURE PLANCHER Niv+9100

ECH: 1/100



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya : TIZI OUZOU  
 Daïra : TIZI OUZOU  
 Commune de : TIZI OUZOU

**P  
R  
O  
J  
E  
T**

**UNITE DE FABRICATION ET MONTAGE DU  
MATERIELS AGRICOLES  
"BLOC ADMINISTRATION"**

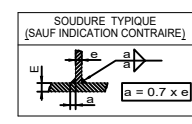
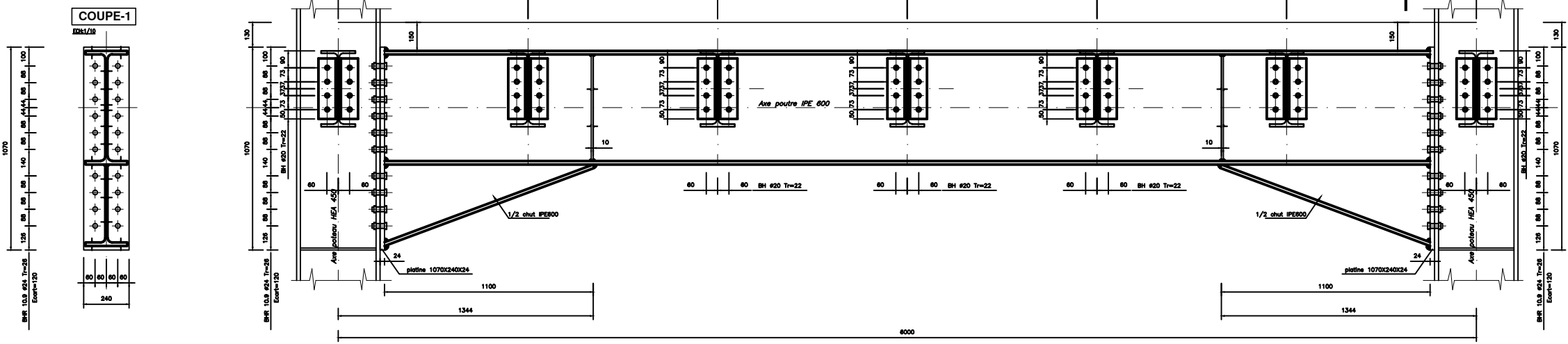
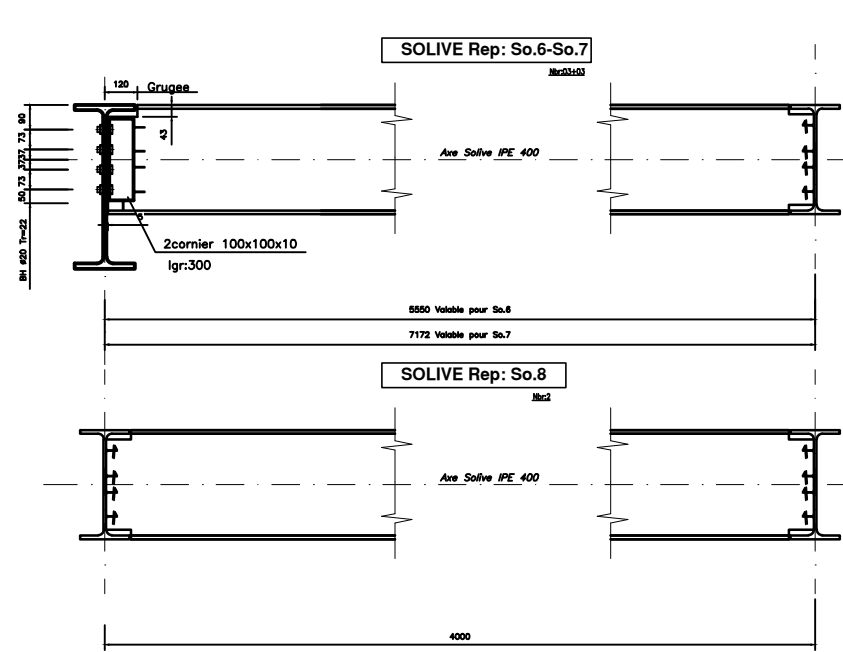
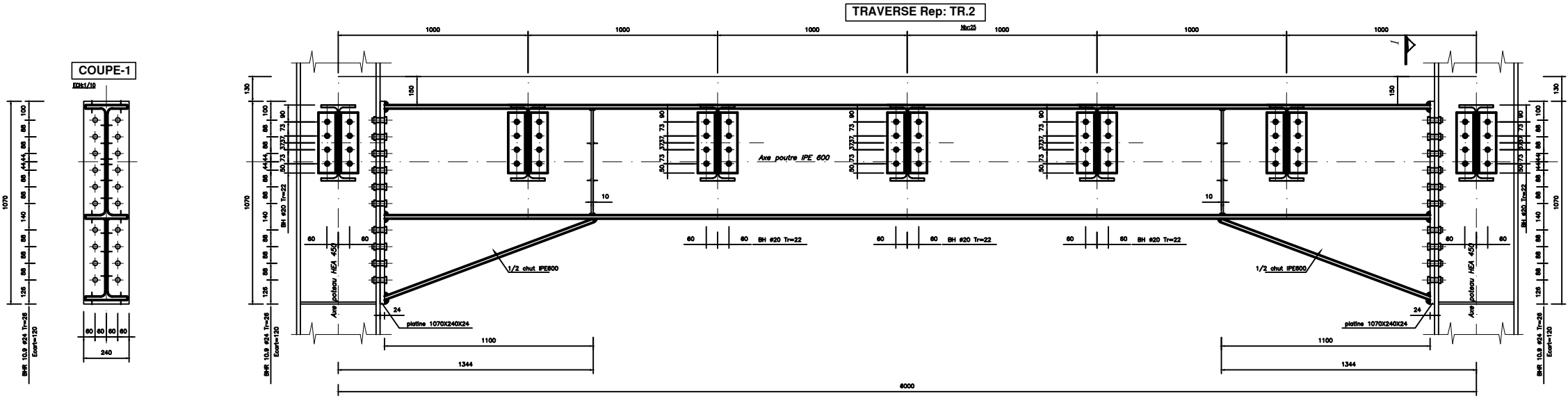
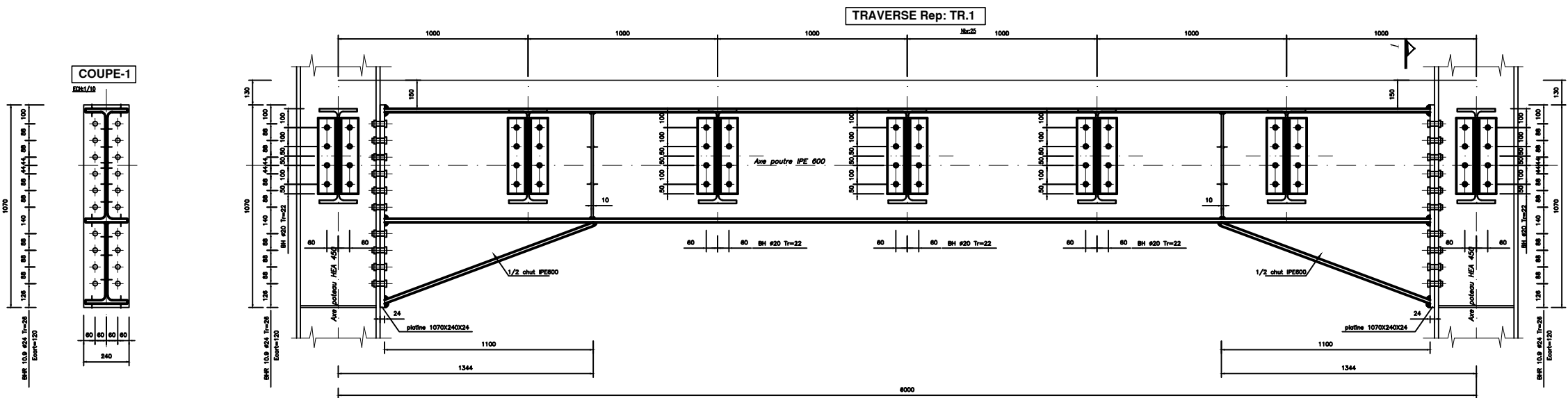
PROJET D'EXECUTION / CHARPENTE METALLIQUE

LIEU DU PROJET: Zone industriel Oued Aissi lot N° 145a  
 PROPRIÉTAIRE CONSTRUCTEUR: EURL LD AZOUAOU

DESIGNATION: VUE EN PLAN OSSATURE PLANCHER Niv+5100  
 VUE EN PLAN OSSATURE PLANCHER Niv+9100  
 VUE EN PLAN OSSATURE TOITURE

ECHELLE: 1/100 1/10  
 DATE: Juillet 2015  
 PLANCHE N°: 2/5

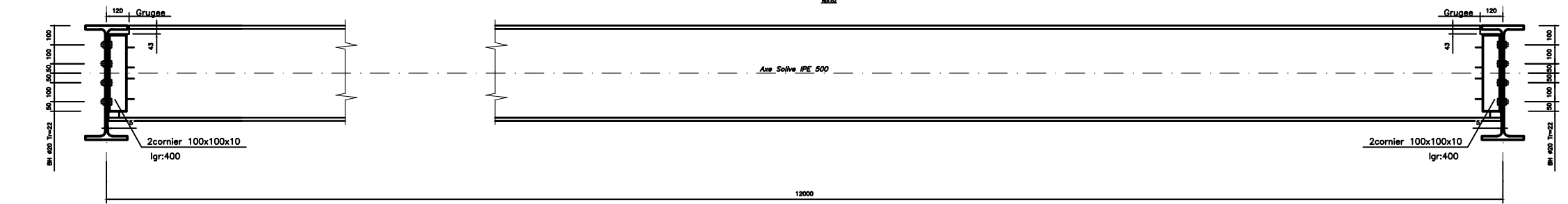
VISA



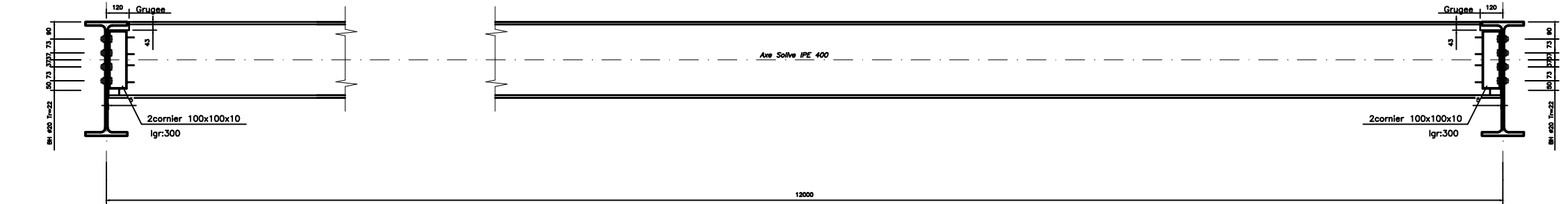
**NOTE :**

- Les Boulons a Haute Resistance seront serrés à la clef dynamometrique .
- Les Boulons a Haute Resistance 10.9 # 24 Trou # 26 Couple de serrage =110Kg/mdan.
- Les Surfaces en contact avec les Boulons a Haute Resistance ne doivent pas être peintes .
- Préparation par brossage et dégraissage .
- Les Boulons Ordinaire BH#20 Trou #22
- Pour le repérage des TRAVVERSE voir plan d'ensemble
- 2 Couche de Peinture anti rouille dans l' atelier.
- Toutes les cotes sont exprimées en mm.

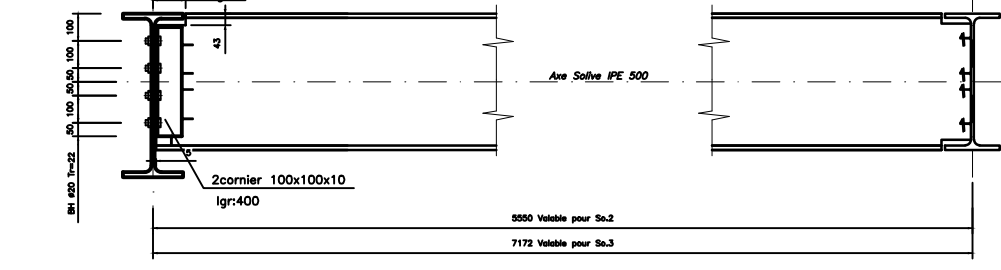
SOLIVE Rep: So.1



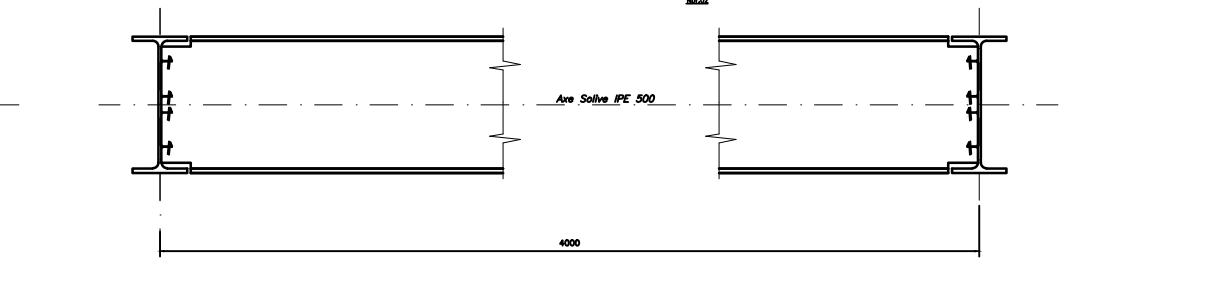
SOLIVE Rep: So.5



SOLIVE Rep: So.2-So.3



SOLIVE Rep: So.4



NOMENCLATURE						
Rep	Nbre	Designation	Longr/m	Poids kg/m	Poids kglu	Poids kg/m
TR.1	25	TRAVERSES IPE600	4.83	122	584.86	14121.00
	25	JARRET IPE600	1.18	49.1	57.94	1446.45
	50	PLATINE 1070x240x24mm			48.38	2419.09
TR.2	100	PLATINE 58x100x10mm			4.41	441.17
	25	TRAVERSES IPE600	4.83	122	584.86	14121.00
	50	PLATINE 1070x240x24mm			48.38	2419.09
So.1	82	SOLIVE IPE500	12.00	80.7	1088.40	89246.80
	328	Corn#s 100x100x10mm	0.40	15.1	0.24	1981.12
	3	SOLIVE IPE500	5.55	30.7	503.39	1610.10
So.2	6	Corn#s 100x100x10mm	0.40	15.1	0.24	36.24
	3	SOLIVE IPE500	7.17	30.7	850.32	1950.96
	6	Corn#s 100x100x10mm	0.40	15.1	0.24	36.24
So.3	2	SOLIVE IPE500	4.00	30.7	362.80	725.60
	82	SOLIVE IPE400	12.00	66.3	796.80	65239.20
	328	Corn#s 100x100x10mm	0.30	15.1	4.53	148.94
So.4	3	SOLIVE IPE400	5.55	26.5	387.97	1138.90
	6	Corn#s 100x100x10mm	0.30	15.1	4.53	27.18
	6	SOLIVE IPE400	7.17	26.5	473.37	2856.82
So.5	6	Corn#s 100x100x10mm	0.30	15.1	4.53	27.18
	2	SOLIVE IPE400	4.00	26.5	286.20	539.40
				Poids total en kg/m	293515.39	

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya : TIZI OUZOU  
Daïra : TIZI OUZOU  
Commune de : TIZI OUZOU

**P**  
**R**  
**O**  
**J**  
**E**  
**T**

**UNITE DE FABRICATION ET MONTAGE DU MATERIELS AGRICOLES "BLOC ADMINISTRATION"**

PROJET D'EXECUTION / CHARPENTE METALLIQUE

LIEU DU PROJET: Zone industriel Oued Aissi lot N° 145a

PROPRIETAIRE CONSTRUCTEUR: EURL LD AZOUAOU

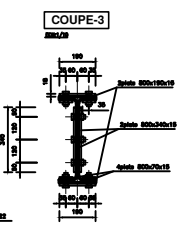
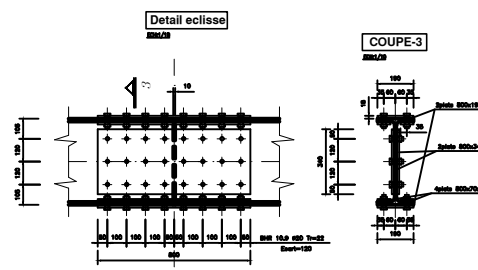
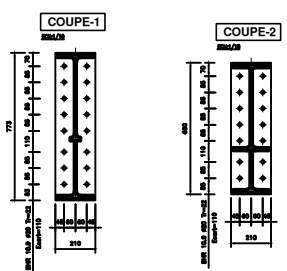
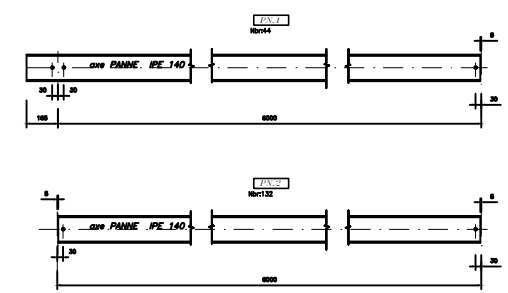
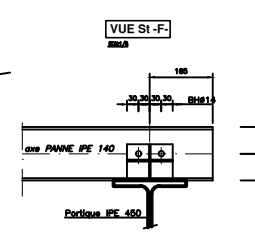
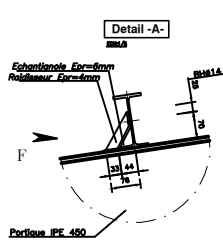
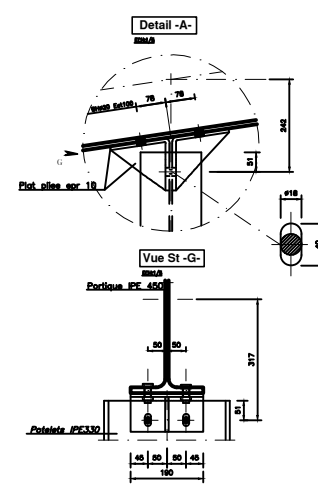
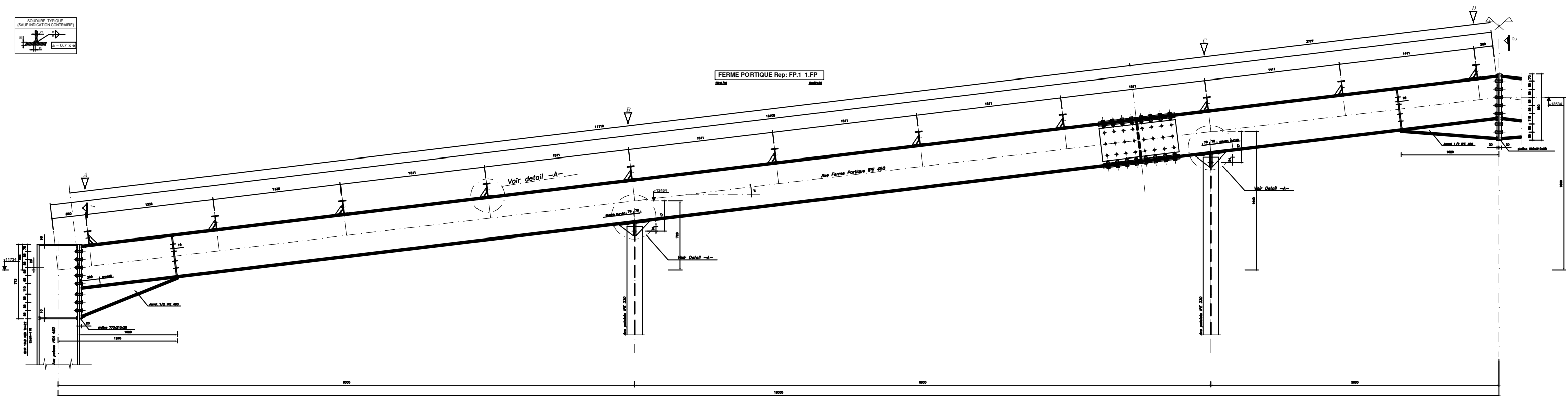
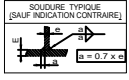
DESIGNATION: TRAVERSES SOLIVES

ECHELLE: 1/5 1/10

DATE: Juillet 2015

PLANCHE N°: 3/5

VISA



**NOTE :**

- Les Boulons a Haute Resistance seront serrés à la clef dynamométrique .
- Les Boulons a Haute Resistance 10.9 # 16 Trous # 18 Couple de serrage =32.6kg/mdan.
- Les Surfaces en contact avec les Boulons a Haute Resistance ne doivent pas étre peintes .
- Préparation par brossage et degreissage .
- Peinture anti rouille dans l' atelier.
- toutes les cotes sont exprimés en mm.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Wilaya : TIZI OUZOU  
 Daïra : TIZI OUZOU  
 Commune de : TIZI OUZOU

**P R O J E T**

UNITE DE FABRICATION ET MONTAGE DU  
 MATERIELS AGRICOLES  
 "BLOC ADMINISTRATION"

PROJET D'EXECUTION / CHARPENTE METALLIQUE

LIEU DU PROJET: Zone industriel Oued Aissi lot N° 145a  
 PROPRIETAIRE CONSTRUCTEUR: EURL LD AZOUAOU

DESIGNATION: FERME PORTIQUE REP: FP.1-1.FP PANNES

ECHELLE: 1/5 1/10

DATE: Juillet 2015

PLANCHE N°: 4/5

NOMENCLATURE					
Rep	Nbre	Designation	Longrim	Poids kg/m	Poids kg/m
FP.1	2	FERME PORTIQUE PE450	11.00	77.6	857.40
	2	FERME PORTIQUE PE450	3.77	77.6	292.55
	1	JARNET PE450	1.00	77.6	77.60
	1	JARNET PE450	1.00	77.6	77.60
	2	PLATINE 77x210x20mm			25.45
	2	PLATINE 600x150x20mm			22.75
	4	PLAT 800x150x15mm			17.90
	4	PLAT 800x150x15mm			32.00
LFP	2	FERME PORTIQUE PE450	11.00	77.6	857.40
	2	FERME PORTIQUE PE450	3.77	77.6	292.55
	1	JARNET PE450	1.00	77.6	77.60
	1	JARNET PE450	1.00	77.6	77.60
	2	PLATINE 77x210x20mm			25.45
	2	PLATINE 600x150x20mm			22.75
	4	PLAT 800x150x15mm			17.90
	4	PLAT 800x150x15mm			32.00
FP.1	44	PANNE IPE140	6.16	12.0	525.42
FP.2	100	PANNE IPE140	6.00	12.0	1200.00
				Poids total en kg/m	19346.19

1/24